

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université KASDI Merbah de Ouargla

—ooOoo—

Faculté des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



—ooOoo—

Mémoire  
Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De

# MASTER

Filière: Génie Civil  
Option: Construction civil et industrielle (CCI)

**Thème:**

**Etude d'un bâtiment(R+6) à usage d'habitation  
Contreventé par voile portique**

**Réalisé Par : - MEDJBOURI Sami**

**- BEN HANIDJAR Med RAMZI**

**Soutenu Publiquement Le : 14/06/2014**

**Devant Le Jury composé de :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Université</b>	<b>Qualité</b>
Mr. ABANI S	M.A.A	Ouargla	Président
Mr. El ABBADI. M.S	M.A.A	Ouargla	Examineur
Mr. ASSAM A	M.A.A	Ouargla	Encadreur

**Année Universitaire : 2013 /2014**

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions dieu tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté et de nous avoir bénie jusqu'à la réalisation de ce travail.*

*On remercie vivement les membres de jury qui nous honore en jugeant notre travail de fin d'étude.*

*Nous tenons aussi à remercier chaleureusement mes enseignants*

*M<sup>r</sup> ISSAM ABDSEME mines de savoir et d'expérience, pour son grand soutien au travail.*

*Nous n'oublierons pas de remercier tous les enseignants du département de génie civil, pour les efforts qu'ils ont fournis durant notre cursus afin de nous amener jusqu'au bout de la formation.*

*Enfin, grands merci à nos familles respectives et nos amis qui nous ont aidés.*

*Nous profitant de l'occasion pour remercier tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Benhanidjar Med Ramzi*

*Medjbouri Sami*



## *DEDICACE*

*Je dédie cet ouvrage à mes chers parents, ceux qui m'ont aidé à être ce dont je suis ;*

*A ma précieuse mère ZAHYA, celle qui me doit du respect, de l'amour et de l'admiration*

*A mon honorable père NADIR, celui qui m'a fait hériter de son caractère, et m'a dirigé depuis ma toute petite enfance*

*A mes braves frères : MAHDI RAFIK, et ma aimante sœur, RIMA et à mon formidable cousin HICHAM HARBI .*

*A mon binôme: MEDJBOURI SAMI.*

*A mes admirables profs qui ont veillés sur moi, et m'ont éclairés le chemin, ceux qui m'ont donnés de l'expérience professionnelle...*

*Enfin je veux conclure par mes proches amis : KARIM MOATEZ AMINE HOUSSEM FARES et à tous les collègues de la classe génie civil CCI et VOA...*

*BENHANIDJAR Med RAMZI*

# Sommaire :

Introduction générale	1
<b>Chapitre I : PRESENTATION DE PROJET et Caractéristiques des matériaux</b>	
<b>I. PRESENTATION DE PROJET</b>	<b>2</b>
I.1 Introduction	2
I.2 Caractéristiques du bâtiment	2
I.3 Conception de la structure du bâtiment	2
I.3.1 Structure de contreventement	2
I.3.2 Le Plancher	2
I.3.3 La cage d'escalier	3
I.3.4 Les façades	3
I.3.5 Les plans d'architecture	3
<b>II. Caractéristique des matériaux</b>	<b>6</b>
II.1 Le Béton	6
a) Composition du béton	7
b) Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton	7
II.2 Acier	8
II.2.1. Caractéristiques mécaniques	9
<b>CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT</b>	
<b>II.PREDIMENSIONNEMENT</b>	<b>11</b>
II.1 Introduction	11
II.2 Pré dimensionnement des planchers	11
a) Plancher à corps creux	11
II.3 Les dalles pleines	15
II.3 les escaliers	16
II.3.1 Volée d'escalier de l'étage courant	16



II.3.2 Murs extérieurs en maçonnerie	18
II.4 Acrotère	18
II.5 LES VOILES	19
II.6 LES POUTRES	20
II.7 LES POTEAUX	21

### **CHAPITRE III : ELEMENT SECONDAIRE**

III.1 Acrotère	26
III.2 Dalles pleines	31
III.3 Les Escaliers	34
III.3.1 Définition	34
III.3.1 Etude de la poutre palière	41
III.4 Etudes des plancher	48
III.4.1 Dimensionnement des poutrelles	49
-principe de la méthode forfaitaire	51
-Méthode forfaitaire	52
	65
Ferraillage des poutrelles	66
Calcul des armatures	67
Calcul des armatures transversales et de l'espacement	67

### **CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE**

IV .Caractéristiques géométriques de la structure	71
IV.1. Centre de masse	71
IV.1.1. Center de masse par niveau	71
	72
IV.1.1.1 Niveau terrasse	
IV.1.1.2. Niveau étage courante et RDC	73
IV1.2. Masse à chaque niveau	73

IV.2. Centre de torsion	73
IV.2.1. détermination des rigidités de niveaux par la méthode de MUTO	74
IV.2.1.1 Calcul des inerties des éléments	74
a) Les poteaux	74
b)- Les poutres	74
IV.2.2. déterminations des rigidités des niveaux	75
IV.2.2.1.Calcul des raideurs des poteaux et des poutres	75
a) Calcul des raideurs "k" des éléments (poteaux et poutres)	75
b) Calcul des coefficients "K " relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux	76
c) Calcul des coefficients correcteurs « $a_p$ »	77
d) Calcule du Centre de torsion	78
IV.3. Calcul de l'excentricité	79
IV.3.1. Excentricité théorique	79
IV.3.2. Excentricité accidentelle	80
IV.4.Rigidité à la torsion $R_j(\theta)$ à l'étage (j)	80

## **CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUES**

V.1 Objective de l'étude sismique	82
V.2 Modélisation mathématique	82
V.3 Représentation des éléments non structuraux	82
V.4 Choix de la méthode de calcul	83
V.4.1 Méthode statique équivalente	83
A) Définition	83
b) Condition d'application de la méthode statique équivalente	83
V.4.2 Méthode dynamique spectrale	84
a) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	84
b) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	84
V.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	84

V.5.1 Classification des zones sismiques	84
V.5.2 Classification de l'ouvrage selon son importance	85
V.5.3 Classification du site	85
V.6 Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003	85
V.7 Présentation du logiciel SAP2000	89
V.7.1 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	90
V.7.2 Analyse et conception structurales	90
V.8 Facteur de participation massique	92
V.9 Déplacements de chaque diaphragme	93
V.10 Vérifications réglementaires	93
V.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base	93
V.10.2 Vérification des déplacements	94

## **CHAPITRE V I : FIRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

VI.1 Ferrailage des poteaux	96
VI.1.1 La flexion composée	96
a) Définition	96
VI.2 Étude des éléments porteurs	101
VI.3 Ferrailage des voiles	114
VI.3.1. Ferrailage des trumeaux	114
a)- Aciers Verticaux	114
b)- Aciers Horizontaux	115
c)- Armatures de coutures	115
VI.3.2. Vérification des contraintes	116
VI.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	116
VI.3.2.2. Vérification de la contrainte de compression du béton	116
VI.3.3. Vérifications à l'E.L.S	116

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE FONDATION**

Introduction	119
VII.1.Etude du sol	119
VII.2.Calcul des fondations	120
VII.2.1.Ferraillage de la nappe	123
VII.2.2.Vérification de la contrainte de cisaillement	125
VII.3.Etude des longrines	126
Conclusion générale	129
Bibliographie	
Annexe	



## LISTE DES FIGURES

Fig.I.1	Vue en plan étage courant .....	3
Fig.I.2	Coupe A-A .....	4
Fig.I.3	Façade postérieure.....	5
Fig.I.4	Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELU.....	8
Fig.I.5	Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELS.....	8
Fig.I.6	Diagramme contraintes déformations.....	9
Fig.II.1	Plancher à corps creux.....	11
Fig.II.2	Plancher terrasse (inaccessible).....	13
Fig.II.3	Plancher étage courant.....	14
Fig.II.4	Volée d'escalier.....	16
Fig.II.5	Schéma d'escalier.....	16
Fig.II.6	Remplissage en double cloisons.....	18
Fig.II.7	Acrotère.....	18
Fig.II.8	Coupe de voile en plan.....	19
Fig.II.9	Dimensions à respecter par les poutres.....	20
Fig.II.1	dimension des poutres.....	21
Fig.II.2	poteau centrale le plus sollicité.....	22
Fig.III.1	Acrotère .....	26
Fig.III.2	Section à ferrailer.....	28
Fig.III.3	Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible).....	31
Fig.III.4	escalier.....	34
Fig.III.5	schéma de ferrailage de l'escalier et poutre palière. ....	48
Fig.III.6	Plancher à corps creux .....	49
Fig.III.7	Diagramme des moments à l'E.L.U.....	56
Fig.III.8	Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.....	57
Fig.III.9	Diagramme des moments a L'ELS.....	57
Fig.III.10	Diagramme des moments a L'ELU.....	61
Fig.III. 11	Diagramme des efforts tranchants a L'ELU.....	61
Fig.III.12	Diagramme des moments à L'.ELS. ....	63
Fig.III.13	Diagramme des moments à L'.ELU. ....	64
Fig.III.14	Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.....	64
Fig.III.15	Diagramme des moments à L'.ELS .....	64
Fig.III.16	Ferrailage plancher.....	70
Fig.IV.1	Caractéristiques géométriques d'un poteau.....	74
Fig.IV.2	Caractéristiques géométriques d'une poutre.....	74

## *LISTE DES FIGURES*

Fig.IV.3	Poteau encastré à la base.....	<b>76</b>
Fig.IV.4	Poteau articulé à la base.....	<b>76</b>
Fig.IV.5	Poteau d'étage courant.....	<b>76</b>
Fig.IV.6	Vue en plan de l'étage j.....	<b>77</b>
Fig.V.1	Vue 2D.....	<b>90</b>
Fig.V.2	Vue 3D.....	<b>91</b>
Fig.VI.1	diagramme d'excentricité critique.....	<b>100</b>
Fig.VI.2	Ferraillage des poteaux.....	<b>101</b>
Fig.VI.3	ferraillage des poutres principales.....	<b>113</b>
Fig.VI.4	Ferraillage des poutres secondaires.....	<b>113</b>
Fig.VI.5	ferraillage voile.....	<b>118</b>
Fig.VII.1	Diagramme de moment.....	<b>124</b>
Fig.VII.2	Diagramme d'effort tranchant.....	<b>125</b>
Fig.VII.3	Schéma de ferraillage de longrine.....	<b>127</b>

## LISTE DES TABLEAUX

..		
<b>Tableau II.1</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (planchers).....	13
<b>Tableau II.2</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (planchers étage courant).	14
<b>Tableau II.3</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (Les dalles pleines).....	15
<b>Tableau II.4</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (les escaliers).....	17
<b>Tableau II.5</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (les escaliers).....	17
<b>Tableau II.6</b>	Charge permanente et charge d'exploitation (MUR).....	18
<b>Tableau II.7</b>	Les charges G et surcharges Q pour le poteau central.....	23
<b>Tableau II.8</b>	Dégression des charges d'exploitation.....	23
<b>Tableau II.9</b>	Estimation des sections droites.....	24
<b>Tableau II.10</b>	Vérification de l'effort normal (poteaux centraux).....	25
<b>Tableau III.1</b>	Combinaison d'action.....	27
<b>Tableau III.2</b>	Ferraillage escalier.....	36
<b>Tableau III.3</b>	Des moments des efforts tranchants max.....	65
<b>Tableau IV.1</b>	Coordonnée (Xg ; Yg) du centre des masses au terrasse.....	71
<b>Tableau IV.2</b>	Coordonnée (Xg ; Yg) du centre des masses au étage courant R D C	72
<b>Tableau IV.3</b>	Masse de la terrasse.....	72
<b>Tableau IV.4</b>	Masse de l' R D C + d'étage courant :.....	73
<b>Tableau IV.5</b>	Masse de chaque niveau.....	73
<b>Tableau IV.6</b>	Rigidités des Portiques secondaires longitudinaux de chaque niveau...	78
<b>Tableau IV.7</b>	Rigidités des Portiques principaux transversaux de ch.....	78
<b>Tableau IV.8</b>	L'ordonnée Yc du centre de torsion niveau RDC.....	78
<b>Tableau IV.9</b>	L'abscisse Xc du centre de torsion niveau RDC.....	79
<b>Tableau IV.10</b>	L'ordonnée Yc du centre de torsion niveau étage.....	79
<b>Tableau IV.11</b>	L'abscisse Xc du centre de torsion niveau étage.....	79
<b>Tableau IV.12</b>	Excentricité théorique.....	80
<b>Tableau IV.13</b>	Excentricité accidentelle.....	80
<b>Tableau IV.14</b>	Rigidité à la torsion R ( $\square$ ) au RDC.....	81
<b>Tableau IV.15</b>	Rigidité à la torsion R ( $\square$ ) a l'étage courant.....	81
<b>Tableau V.1</b>	Facteur de qualité.....	87
<b>Tableau V.2</b>	Poids de la structure.....	88
<b>Tableau V.3</b>	Participation nodal massique.....	92
<b>Tableau V.4</b>	Déplacements et efforts tranchement.....	93
<b>Tableau V.5</b>	Force sismique a la base.....	93
<b>Tableau V.6</b>	Coefficient de correction.....	93
<b>Tableau V.7</b>	Vérification des déplacements.....	94
<b>Tableau V.8</b>	Vérification vis à vis de l'effet P- $\square$ dans le sens x.....	95
<b>Tableau V.9</b>	Vérification vis à vis de l'effet P- $\square$ dans le sens y.....	95
<b>Tableau VI.1</b>	Tableau de la contrainte.....	100
<b>Tableau VI.2</b>	Calcul des armatures longitudinales .....	103
<b>Tableau VI.3</b>	Calcul des moments réduits .....	104
<b>Tableau VI.4</b>	Ferraillage longitudinal .....	105
<b>Tableau VI.5</b>	Ferraillage longitudinal .....	106
<b>Tableau VI.6</b>	Détermination de la section théorique des aciers tendus .....	107
<b>Tableau VI.7</b>	Détermination de la section théorique des aciers tendus.....	108
<b>Tableau VI.8</b>	Vérification des contraintes.....	110
<b>Tableau VI.9</b>	Vérification de la flèche.....	111
<b>Tableau VI.10</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	112
<b>Tableau VI.11</b>	Verification de la fleche.....	112
<b>Tableau VII.1</b>	Données pour chaque poteau.....	122
<b>Tableau VII.2</b>	Les conditions d'application de la méthode de BIELLE.....	123

*LISTE DES TABLEAUX*

..

<b>Tableau VII.3</b>	Moment max .....	125
<b>Tableau VII.4</b>	Ferraillage .....	125



L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment Comportant (R+6), dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis SAP 2000 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93"

## **I. PRESENTATION DE PROJET**

### **I.1 Introduction :**

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 06 niveaux à usage d'habitation qui sera réalisé dans la wilaya de SKIKDA, ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa selon les RPA99/Version2003).il est implanté dans un site a risque moyen.

### **I.2 Caractéristiques du bâtiment :**

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus 06 étages. Chaque étage comporte deux appartements de F3.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur en plan-----18.70 m
- Largeur en plan-----9.65 m
- Hauteur étage courant-----3.06 m.
- Hauteur totale-----22.16 m.

### **I.3 Conception de la structure du bâtiment :**

#### **I.3.1 Structure de contreventement**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

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 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

#### **I.3.2 Le Plancher**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher Corps creux.

Poutrelles et dalle de compression qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Et une fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage en bois récupérable).

### I.3.3 La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès aux niveaux RDC jusqu'au sixième étage. Elle est constituée à chaque niveau de trois volées droites et de deux paliers intermédiaires.

### I.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées par une maçonnerie de brique en double cloison comportent des ouvertures pour fenêtres et balcons.

### I.3.5 Les plans d'architecture :

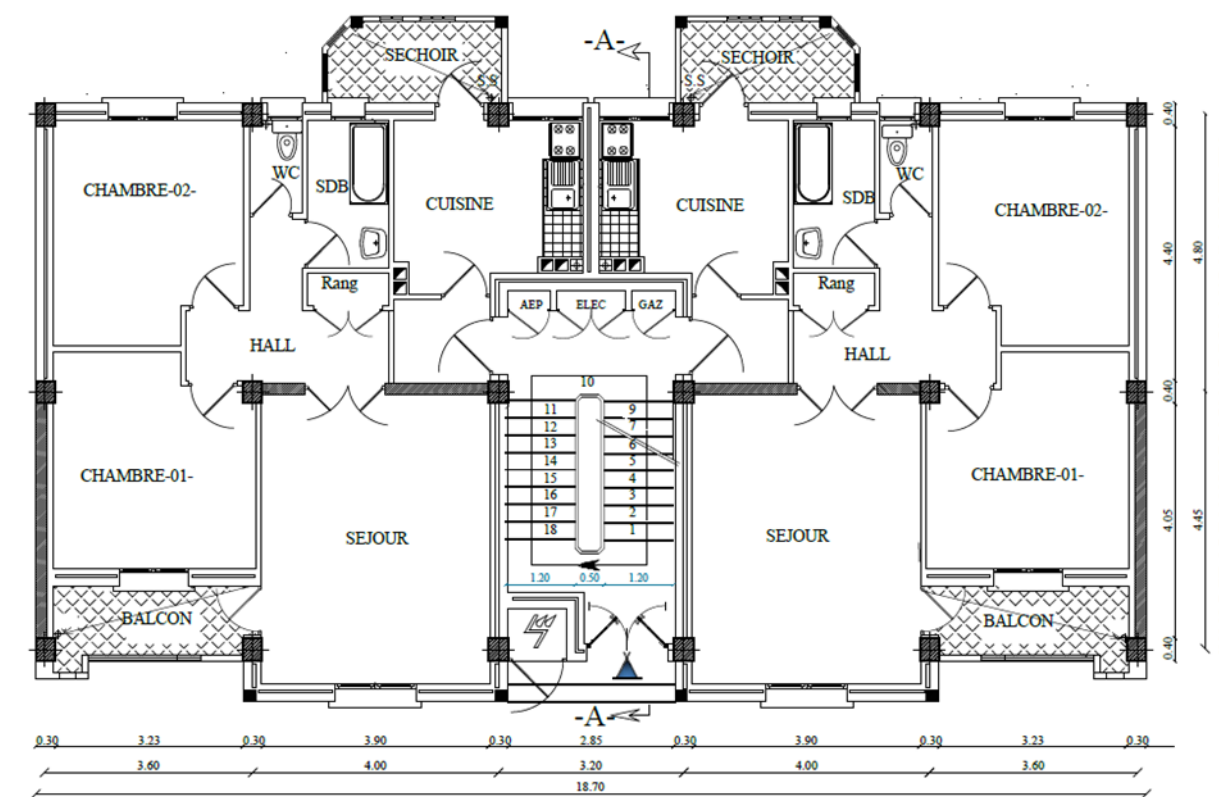
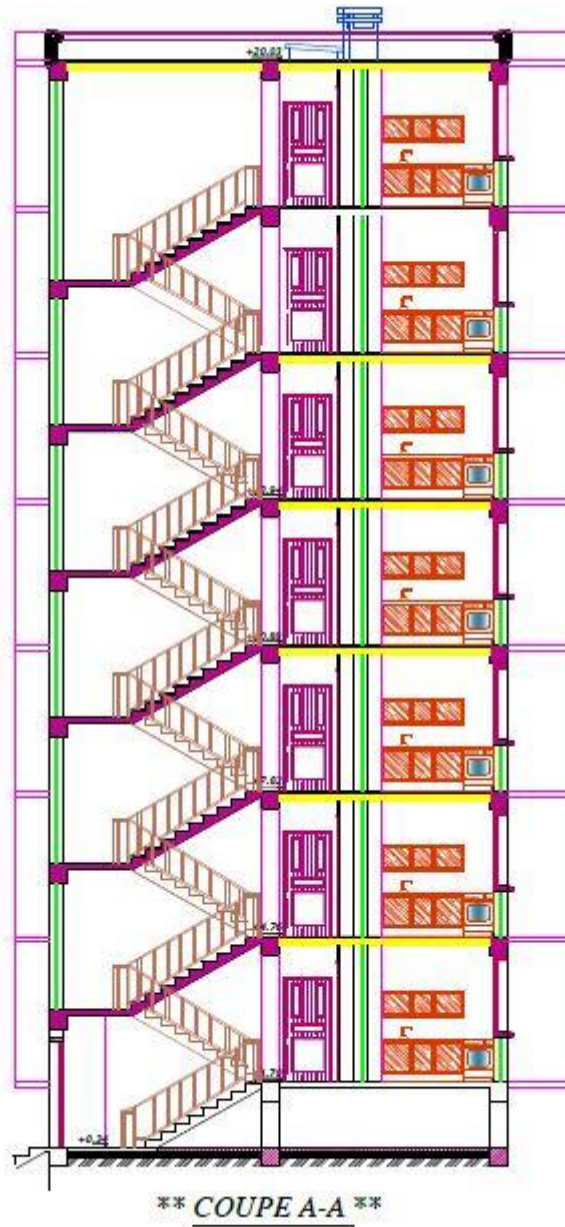
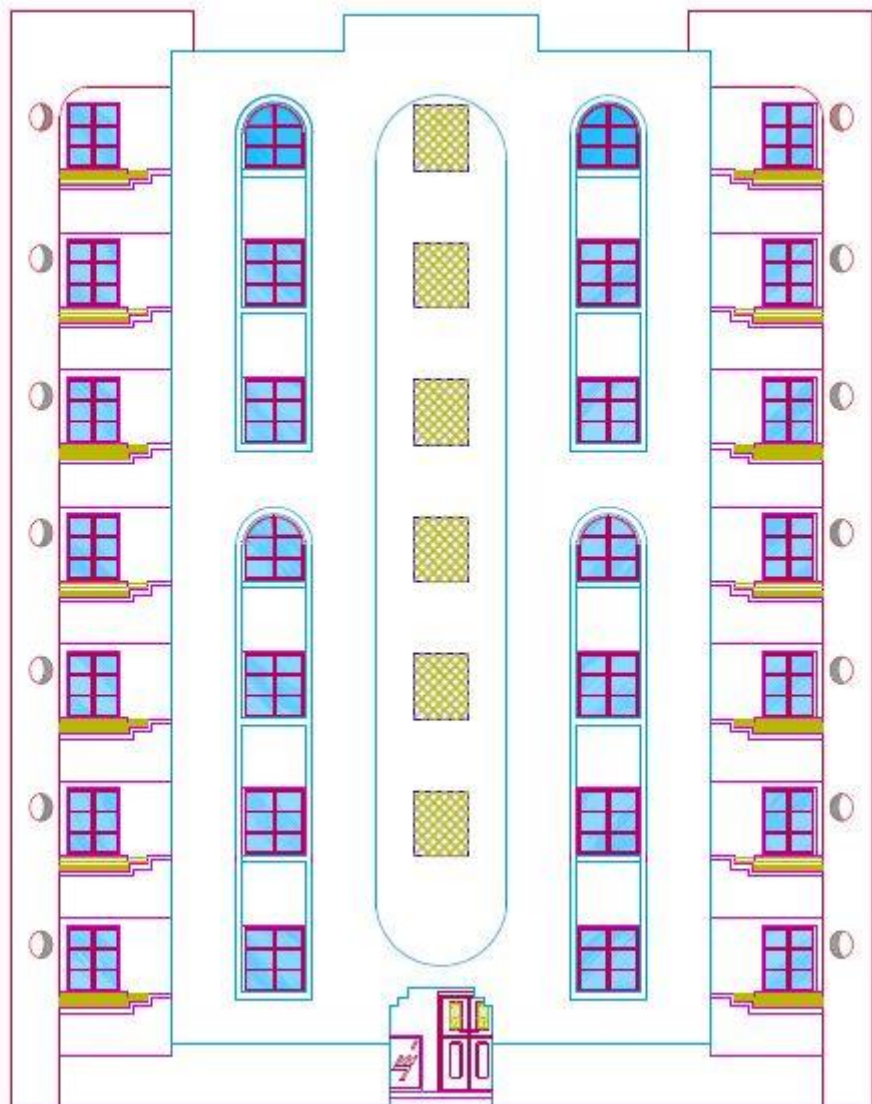


Fig.I.1 : vue en plan étage courant



**Fig.I.2 : coupe A-A**





**\*\* FACADE POSTERIEURE \*\***

**FIG I.3:** Façade postérieure.

## II. Caractéristique des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

### II.1 Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

#### a) Composition du béton :

La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m<sup>2</sup> de ciment de classe CPJ 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

#### b) Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton :

##### ➤ *Masse Volumique :*

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500Kg/m<sup>3</sup>. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m<sup>3</sup>.

##### ➤ *Résistance caractéristique à la compression et à la traction :*

Le béton de ciment ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 40MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4MPa).

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique

Pour le calcul de la résistance du béton âgé de j jours, le CBA93 préconise pour un béton âgé de moins de 28 jours d'utiliser la formule suivante :

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

Dans notre cas on prendra les données suivantes :

- Compression :  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

– Traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante pour Module de déformation longitudinale au béton :

– **Module instantané** : (pour les charges d'une durée d'application  $< 24 \text{ h}$ )

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

– **Module différé** : pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{F_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson**

Coefficient de poisson : 
$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$$

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta a/a : \text{Allongement relatif de la section transversale} \\ \Delta L/L : \text{Allongement relatif de la section longitudinale} \end{array} \right.$$

$\nu = 0.2$  Pour l'état limite service (E.L.S).

$\nu = 0.0$  Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

➤ **Contrainte limite**

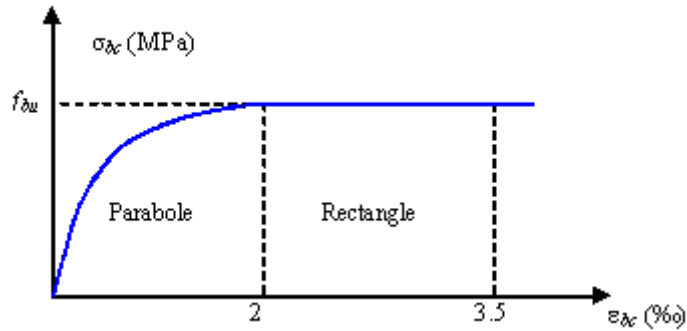
- **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)**

Est notée  $f_{bu}$  tel que : 
$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b = 1.15$  en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.50$  en cas de situation durable ou transitoire.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$



**FigI.4 :** Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELU.

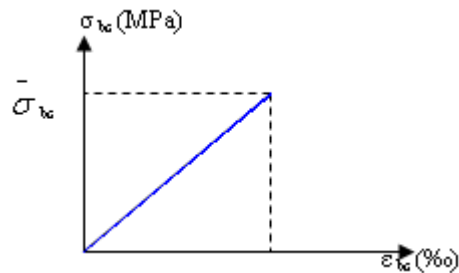
- *Etat Limite Service (E.L.S)*

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



**FigI.5 :** Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELS.

## II.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .



**a) Caractéristiques mécaniques :**

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau suivant :

Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

**Tableau I.1 :** les différents type d'acier.

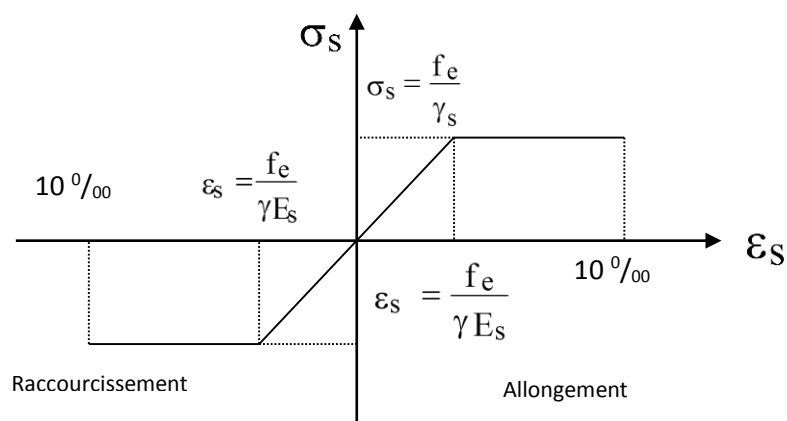
<i>Types</i>	<i>Nuances</i>	<i><math>f_e</math> (MPa)</i>	<i>Emplois</i>
<b>Ronds lisses</b>	<i>FeE22</i>	215	<i>Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées</i>
	<i>FeE24</i>	235	
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	<i>FeTE 40</i>	400	<i>Emploi courant</i>
	<i>FeTE 50</i>	500	
<b>Fils tréfilés HA (type 3)</b>	<i>FeTE 40</i>	400	<i>Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis</i>
	<i>FeTE 50</i>	500	
<b>Treillis soudés Lisses et HA</b>	<i>TSL</i>	500	<i>Emploi courant</i>
	<i>TSHA</i>		

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE40 type 1,  $f_e = 400\text{MPa}$ .

➤ *Contrainte limite*

- *Etat limite ultime*

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la figure suivant :



**FigI.6 :** Diagramme contraintes déformations.

Où

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.60$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec:

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

- **Condition de non fragilité :**

Afin de prévoir un pourcentage minimal d'armature pour éviter les grandes fissures des pièces en béton, il faut que la section  $A_s$  de l'acier adopté vérifie la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 b_0 d (f_{t28}/f_e)$$



$$\frac{L_{\min}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\min}}{20}$$

$L_{\min}$  : la distance entre nues d'appuis.

$h_t$  : épaisseur du plancher.

$$L_{x \max} = 3.95 \text{ m} \quad L_{y \max} = 4.40 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad L_{\min} = \min(L_{x \max}, L_{y \max}) = 3.95 \text{ m}$$

On a:  $L_{\min} = 3.95 \text{ m}$

$$395/25 \leq h_t \leq 395/20 \Rightarrow 15.8 \leq h_t \leq 19.75 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **Résistance a la Flexion :**

Dalles reposant sur deux appuis :  $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 < e < L_x/40$ .

$L_x$  : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a :  $L_x = 4,25 \text{ m}$

Donc on a :  $8.5 \text{ cm} \leq e \leq 10.625 \text{ cm}$

On prend :  **$e = 7.5 \text{ cm}$**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 » l'épaisseur plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On choisir donc notre épaisseur à :  **$e = 20 \text{ cm}$**

- **Formule Empirique :**

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :  $e \geq \frac{1}{22.5}$

$$e \geq 3.95/22.5 = 0.17 \text{ m} . \quad e = 20 \text{ cm}$$

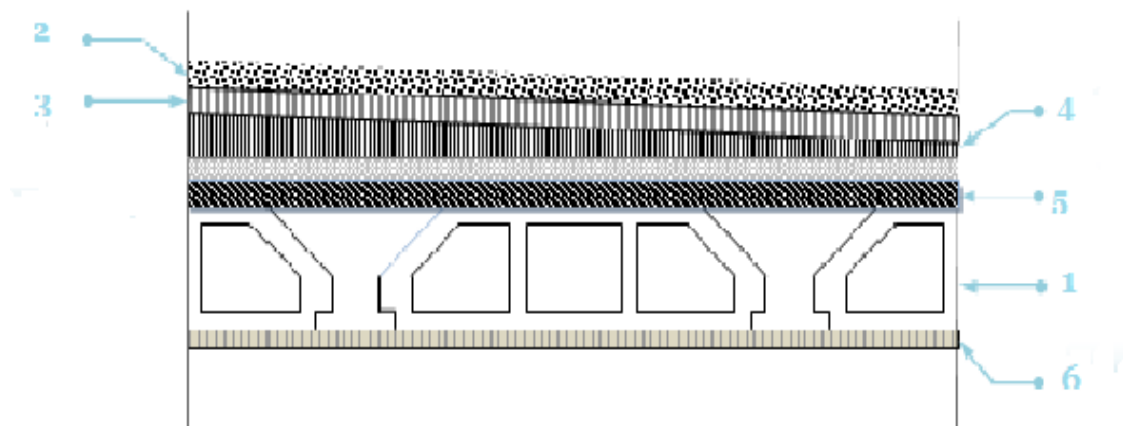
- **Conclusion :**

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } h_t = (16+4) \begin{cases} d = 16 \text{ cm (Hauteur du corps creux)} \\ e = 04 \text{ cm (Hauteur de la dalle de compression)} \end{cases}$$

D'après les charges et surcharges DTR le poids volumique plancher de corps creux (16+4) est donnée par :  **$G = 2.90 \text{ kn/m}^2$**

- *Plancher terrasse (inaccessible) :*



**FigII.2 :** *Plancher terrasse (inaccessible).*

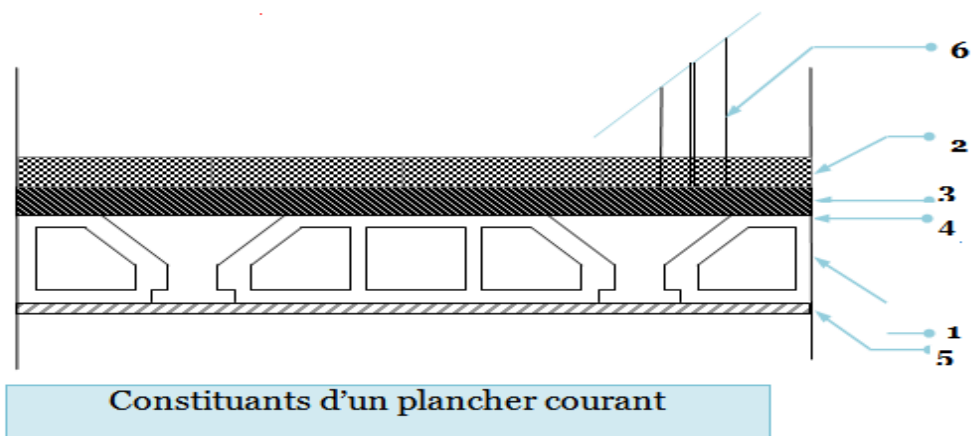
**Tableau II.1 :** charge permanente et charge d'exploitation (planchers).

	$\rho$	$e$	$G$
<i>1-Dalle en corps creux</i>	-----	0.2	2.9
<i>2-Protection en gravillon roulé</i>	15	0.05	0.75
<i>3-Etanchéité multicouche</i>	1	0.1	0.1
<i>4-Béton de pente</i>	22	0.12	2.64
<i>5-Isolation thermique au liège</i>	4	0.04	0.16
<i>6-Enduit en plâtre</i>	12	0.02	0.24
<b>Total</b>		<b>G =</b>	<b>6.79 (kn/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q =</b>	<b>1 (kn/m<sup>2</sup>)</b>

Charges d'exploitation : (Qt) d'après D.T.R.B.C.2.2 (Terrasse inaccessible)

$$Q_t = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant :**



**FigII.3:** Plancher étage courant.

**Tableau II.2 :** charge permanente et charge d'exploitation (planchers étage courant).

	$\rho$	$e$	$G$
<b>1-Dalle en corps creux</b>	-----	0.2	2.9
<b>2-Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	0.44
<b>3-Mortier de pose</b>	20	0.02	0.40
<b>4-Lit de sable</b>	18	0.02	0.36
<b>5-Enduit plâtre</b>	12	0.02	0.24
<b>6-Cloisons légères</b>	10	0.1	1
<b>Total</b>		<b>G =</b>	5.34 (kn/m <sup>2</sup> )
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q =</b>	1.5 (kg/m <sup>2</sup> )

Charges d'exploitation : (Q) pour les deux blocs d'après D.T.R.B.C.2.2.

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

### II.3 Les dalles pleines :

Les dalles ou plancher, sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux deux autres dimensions; elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis, l'épaisseur des dalles dépendent de plus condition et de vérification de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes:

➤ **Isolation phonique :**

On adopte : ( $e_1 = 16 \text{ cm}$ )

➤ **Condition de résistance au feu :**

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

- $e < 7 \text{ cm}$  ----- 1 heure de coup feu.
- $e < 11 \text{ cm}$  ----- 2 heure de coup feu.

On adopte: ( $e_2 = 11 \text{ cm}$ ).

➤ **Condition de résistance a la flexion :**

Pour une dalle reposant sur 03 appuis, la condition a vérifiée est :

$$L_{\max} / 50 < e < L_{\max} / 40 \quad \Rightarrow \quad 400/50 < e < 400/40$$

$$\Rightarrow 8 < e < 10 \text{ cm}$$

On adopte: ( $e_3 = 8 \text{ cm}$ ).

➤ **Condition de confort :**

$e \geq 14 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte: ( $e_4 = 14 \text{ cm}$ ).

**Tableau II.3 :** charge permanente et charge d'exploitation (Les dalles pleines).

	<b><i>P</i></b>	<b><i>e</i></b>	<b><i>G</i></b>
<b><i>Dalle pleine</i></b>	25	0.14	3.5
<b><i>Revêtement en Carrelage</i></b>	22	0.02	0.44
<b><i>Chargement de ciment</i></b>	20	0.02	0.40
<b><i>Total</i></b>		<b><i>G =</i></b>	4.43 (kn/m <sup>2</sup> )
<b><i>Surcharge d'exploitation</i></b>		<b><i>Q =</i></b>	3.50 (kn/m <sup>2</sup> )

**II.3 les escaliers :**

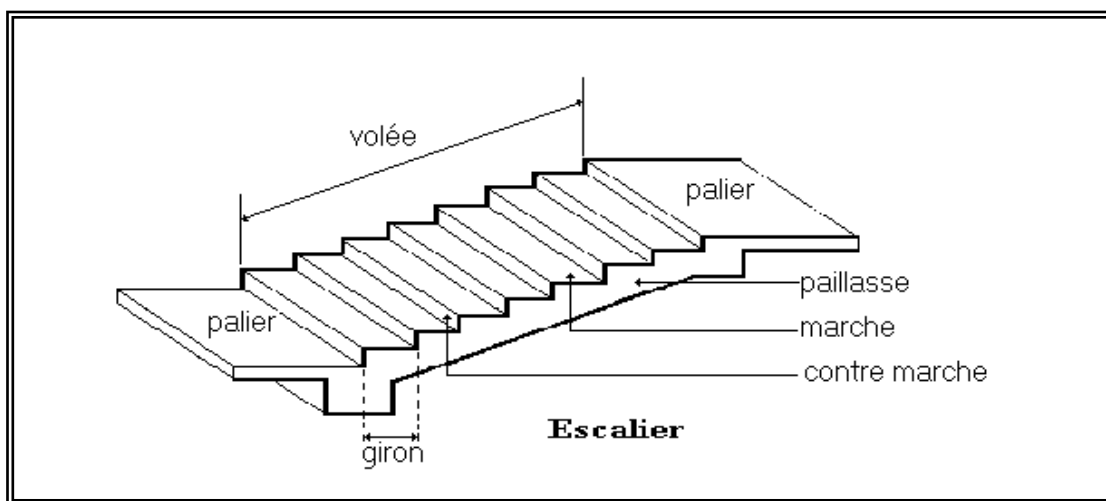
Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Les escaliers se composent de 3 volées et 2 paliers à chaque étage.



**FigII.4 :** Volée d'escalier

**II.3.1 Volée d'escalier de l'étage courant :**

Hauteur d'étage .....H = 2.96 m

Hauteur de volée .....h = 1.53 m

On prend le giron .....g = 30 cm

$$g = 30 \text{ cm} \Rightarrow 14.5 \leq h \leq 18$$

On prend : h = 17 cm

Nombre de contre marche de volée

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

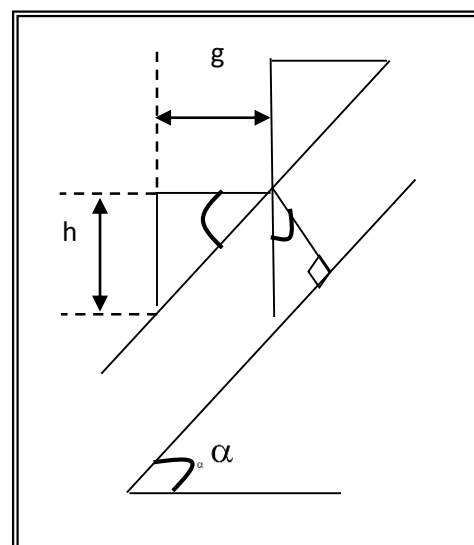
Nombre de marche par volée

$$N_{\max} = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marche par volée}$$

La longueur de la ligne de foulée :

$$L_1 = g \times N_{\max} = 8 \times 0.3 = 2.4m$$

L1 : la longueur de la projection de la vue transversale de l'escalier.



**FigII.5 :** Schéma d'escalier.



Calcul de l'inclinaison de paillasse  $\alpha$  :  $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = 153 \div 240 = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{1}{\sin \alpha} = 284.67 \text{ cm}$$

**Condition de résistance :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 9.48 < e < 14.23 \text{ cm} \quad \mathbf{e = 14 \text{ cm}}$$

**Tableau II.4 :** charge permanente et charge d'exploitation (les escaliers).

<i>Palier</i>	$\rho$	$e$	$G$
<i>Carrelage</i>	22	0.02	0.44
<i>Mortier de pose</i>	20	0.02	0.40
<i>Lit de sable</i>	18	0.02	0.36
<i>Dalle pleine</i>	25	0.14	3.50
<i>Enduit ciment</i>	18	0.02	0.36
<b>Total</b>		<b>G =</b>	5.06 (kn/m <sup>2</sup> )
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q =</b>	2.50 (kn/m <sup>2</sup> )

**Tableau II.5 :** charge permanente et charge d'exploitation (les escaliers).

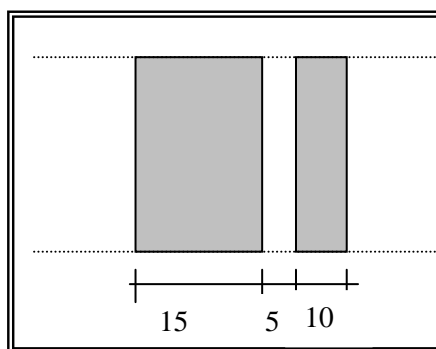
<b>Volée</b>	$P$	$e$	$G$
<i>Carrelage</i>	22	0.02	0.44
<i>Mortier de pose</i>	20	0.02	0.40
<i>Poids propre de la marche</i>	25	0.17/2	2.125
<i>Poids propre de la paillasse</i>	25	0.14/cos $\alpha$	4.15
<i>Enduit ciment</i>	18	0.02	0.36
<i>Garde-corps métallique</i>	-----	-----	0.15
<b>Total</b>		<b>G =</b>	7.629 (kn/m <sup>2</sup> )
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q =</b>	2.50 (kg/m <sup>2</sup> )

### II.3.2 Murs extérieurs en maçonnerie :

La maçonnerie extérieure utilisée est en brique creuse en double cloisons avec 30 % d'ouvertures

**Tableau II.6 :** charge permanente et charge d'exploitation (MUR).

	$\rho$	$E$	$G$
<i>Enduit extérieur</i>	20	0.02	0.40
<i>Brique creuse</i>	14	0.15	2.10
<i>Brique d'air</i>	14	0.10	1.40
<i>Enduit intérieur</i>	12	0.015	0.18
<b>Total</b>		<b><math>G =</math></b>	<b>4.08 (kn/m<sup>2</sup>)</b>
<b>30% d'ouverture</b>		<b><math>G =</math></b>	<b>2.856 kn/m<sup>2</sup></b>



**Fig II.6 :** Remplissage en double cloisons.

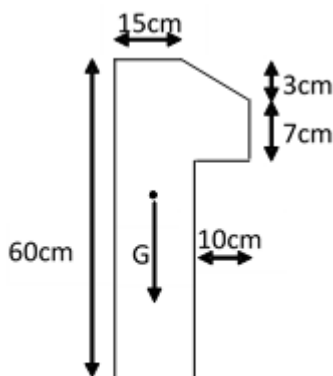
### II.4 Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = 900 + 15 + 70 = 0.0985 \text{ m}^2$$

Donc le poids propre est :

$$G = 0.0985 \times 25.00 = 2.46 \text{ KN/m}^2$$



**Fig II.7:** Acrotère.

## II.5 LES VOILES :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

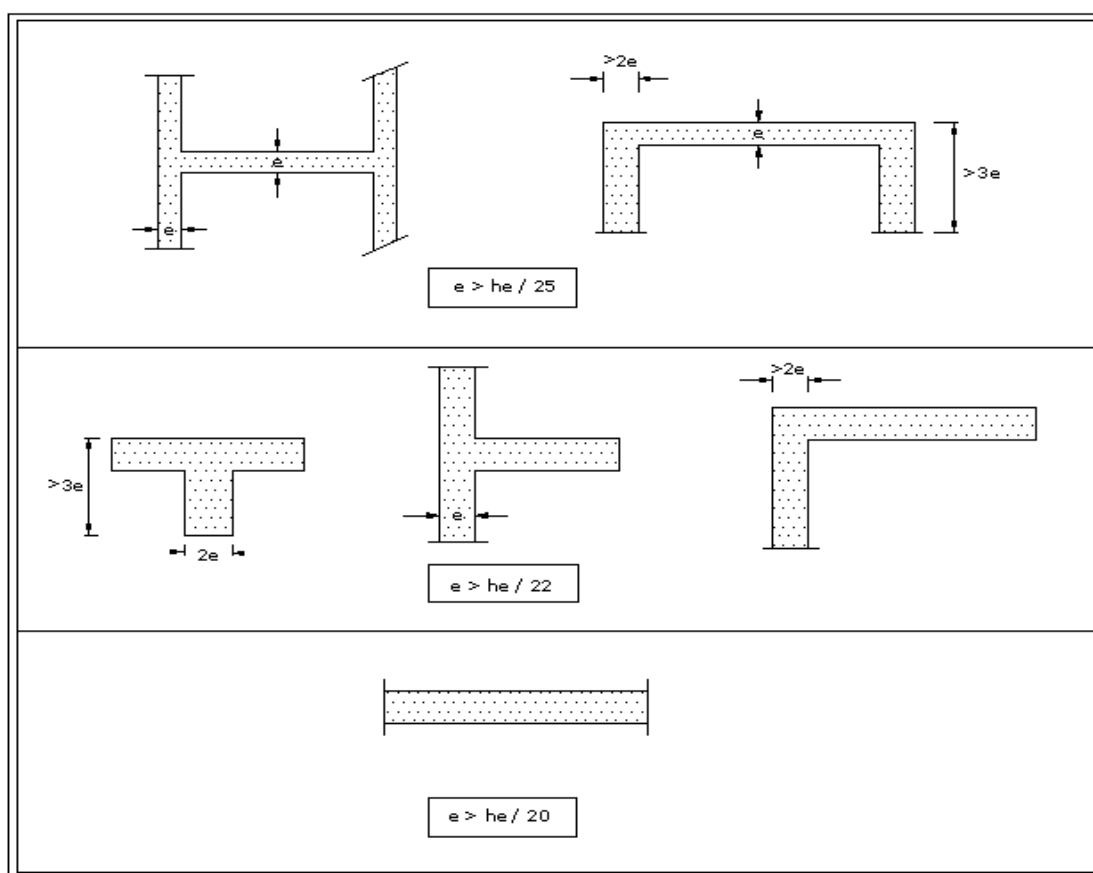
$$L \geq 4 e$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :



**FigII.8 :** Coupe de voile en plan.

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

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max}(15, 20 \text{ cm})$$

Alors on adopte :

$$e = 20 \text{ cm}$$

## II.6 LES POUTRES :

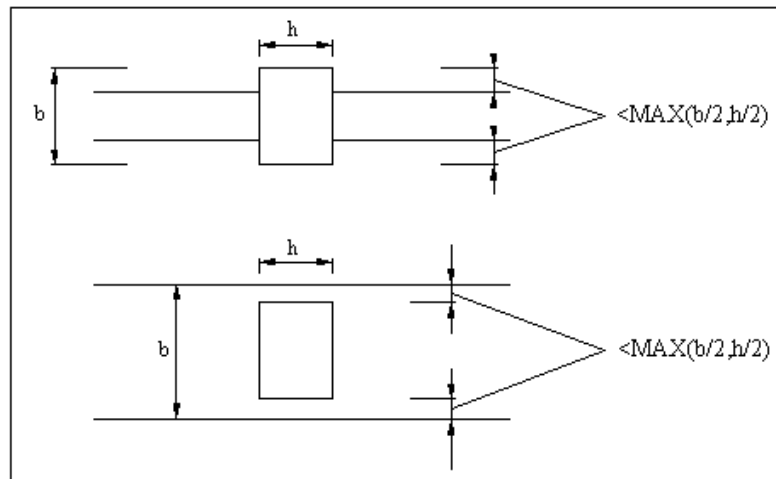
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 des RPA 99/Version 2003 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\text{max}} = 1,5 h + (b_1 \text{ ou } h_1)$$



**FigII.9** : Dimensions à respecter par les poutres.

On a

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

Tel que :

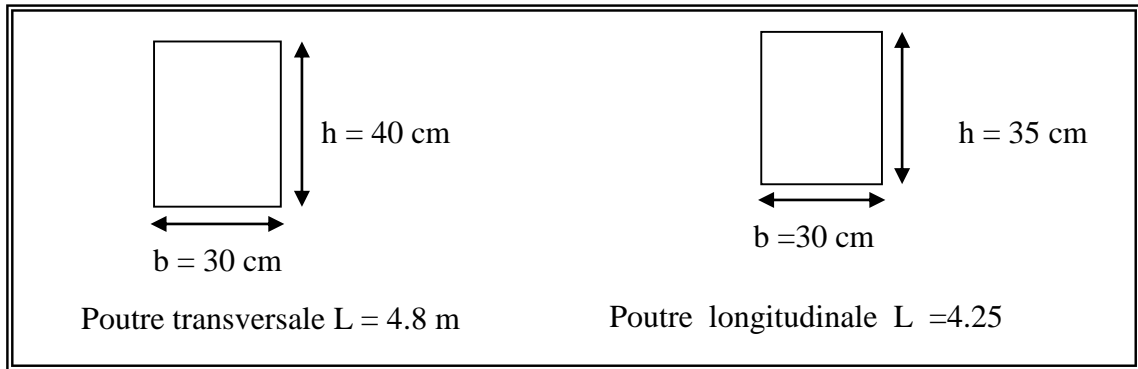
$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{ la longueur de la poutre.} \\ h : \text{ La hauteur de la poutre} \\ b : \text{ La largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

Pour les poutres de la portée :  $L = 4.80 \text{ m}$

$32 \leq h \leq 48 \text{ cm}$  ; on prend :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

-Pour les poutres de la portée :  $L = 4.25 \text{ m}$

$28 \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$  ; on prend :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .



**FigII.10** : dimension des poutres.

## II.7 LES POTEAUX :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles BAEL91 ; la section réduite  $B_r$  est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \left( \frac{A}{B_r} \right)}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

$A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$f_{c28} : \text{Résistance à la compression de béton} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée (stabilité vis à vis du flambement), on aura alors :  $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version2003 on a:

Zone IIa  $A_{\min} = 0.8\% \times B$   $\frac{A}{B_r} = 0.008$

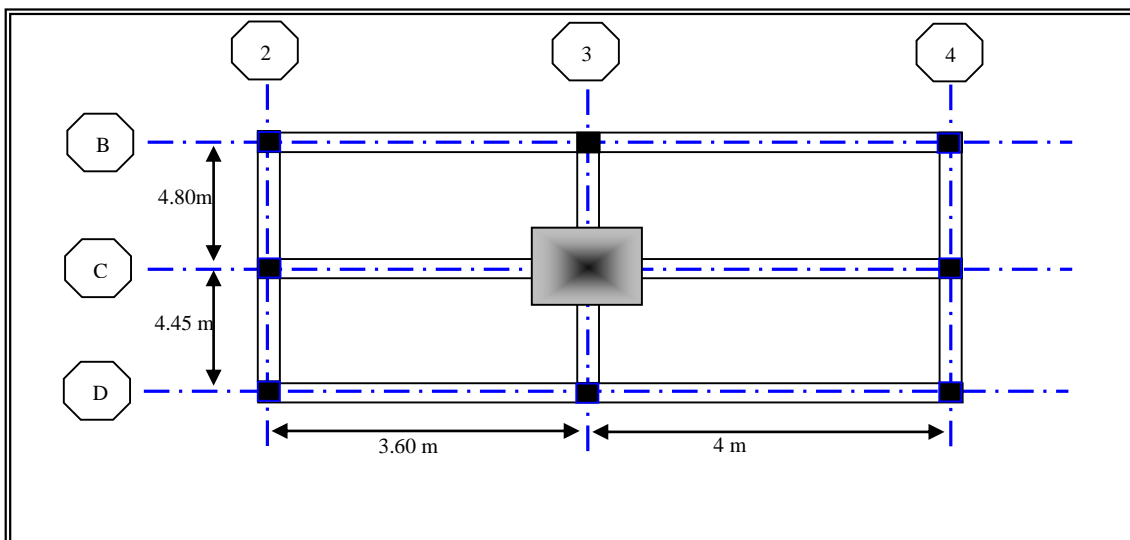
Donc on trouve :  $B_r(\text{cm}^2) \geq 6.61 \text{ Nu}(t)$

• **Calcul des surfaces revenant au poteau le plus sollicité :**

1) *Poteau central :*

Poteau central	Surface (m <sup>2</sup> )
C-3	18.153

Le poteau le plus sollicité est (C-3) avec une surface offerte :  $S = 18.153 \text{ m}^2$



*FigII.11: poteau centrale le plus sollicité.*

- **Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

- a. *Niveau terrasse :*

Plancher : .....6.79x 18.153 = 123.258kn.

Poutre : .....[3.925(0.3x0.4)+4.625(0.3 x0.45)] x25 = 27.38 kn.

Surcharges : .....1 x 18.153 = 18.153 kn.

$$N_G = 150.638 \text{ kn}$$

$$N_Q = 18.153 \text{ kn}$$

- b. *Niveau étage courant :*

Plancher : .....5.34 x 18.153 = 96.937 kn.

Poutre : .....[3.925(0.3x0.4)+4.625(0.3 x0.5)] x2.5 = 27.38 kn.

Surcharges: .....1.50 x 18.153 = 27.22kn.

$$N_G = 124.317 \text{ kn}$$

$$N_Q = 27.22 \text{ kn}$$

- **Les charges G et surcharges Q pour le poteau central :**

**Tableau II.7 :** Les charges G et surcharges Q pour le poteau central .

<i>Charges</i>	<i>Poteau central</i>
$Q_{terrasse}(t)$	18.153
$Q_{etage}(t)$	27.22
$G_{terrasse}(t)$	150.638
$G_{etage}(t)$	124.317

- **Dégression des charges d'exploitation :**

**Tableau II.8:** Dégression des charges d'exploitation.

<i>Niveaux</i>	<i>N<sub>Q</sub> (kn) de Poteau central</i>
$Q_{terrasse}$	18.153
$1Q_5$	45.373
$0.9Q_4$	69.871
$0.8Q_3$	91.647
$0.7Q_2$	110.701
$0.6Q_1$	127.033
$0.5Q_{RDC}$	140,643

- **Estimation des sections droites :**

$$N_h = (1.35N_G + 1.5N_Q) \times \beta$$

Avec :  $\beta$ : la majoration des charges appliquée

$$B_r \geq 6.61 \times N_u \quad (B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en t})$$

Pour une section carrée  $B_r = (a - 2)^2$  d'ou  $a = \sqrt{B_r} + 2$  (en cm)

➤ **Pour les Poteaux centraux ( $\beta = 1,1$ )**

**Tableau II.9 :** Estimation des sections droites.

Niveaux	G (kn)	N <sub>G</sub> (kn)	Q (kn)	N <sub>Q</sub> (kn)	N <sub>u</sub> (kn)	N <sub>u</sub> ×β	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	B (cm <sup>2</sup> )
6	150.638	150.638	18.153	18.153	230.60	253.66	167.67	15.94	30×40
5	124.317	274.955	27.22	45.373	439.24	483.164	319.37	19.87	30×40
4	124.317	399.272	27.22	72.593	647.35	712.08	470.68	23.69	30×40
3	124.317	523.589	27.22	99.813	856.56	942.21	622.80	26.95	30×40
2	124.317	647.906	27.22	127.033	1065.22	1171.74	774.52	29.83	30×40
1	124.317	772.223	27.22	154.253	1273.88	1401.27	926.23	32.43	30×40
RDC	124.317	896.54	27.22	181.473	1482.54	1630.80	1077.96	34.83	30×40

Nous adopterons des sections de poteaux uniforme tel que :

Etages	RDC	1-2	3-4	5-6
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	30×40	30×40	30×40	30×40

-D'après l'article 7.4.1 des RPA 99/Version2003, il est recommandé que les poteaux aient la même section pour chaque niveau

- **Vérification des dimensions :**

L'article 7.4.1 des RPA99/Version2003 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone III):

$b_1, h_1, h_e$  : les dimensions du poteau

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$1/4 < b_1 / h_1 < 4$ . Toutes ces conditions sont vérifiées.



- **Vérification de l'effort normal :**

Et d'autre par : ART 7.4.3.1 des RPA 99/Version2003 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B_c > \frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}} = \frac{N_d}{7.5}$$

Avec :  $N_d = N_G + N_Q + N_E$  en négligeant  $N_E$ .

**Tableau II.10 :** Vérification de l'effort normal (poteaux centraux).

<i>Niveau</i>	<i>poteaux</i>	<i>N<sub>d</sub></i>	<i>B<sub>c</sub></i>	<i>f<sub>c 28</sub></i>	<i>B<sub>c</sub> × f<sub>c 28</sub></i>	<i>v</i>	<i>Observation</i>
<b>6</b>	30×40	168.8	0.24	25000	6000	0.02	< 0.3
<b>5</b>	30×40	320.32	0.24	25000	6000	0.05	< 0.3
<b>4</b>	30×40	471.86	0.24	25000	6000	0.07	< 0.3
<b>3</b>	30×40	623.40	0.24	25000	6000	0.1	< 0.3
<b>2</b>	30×40	774.93	0.24	25000	6000	0.12	< 0.3
<b>1</b>	30×40	926.47	0.24	25000	6000	0.15	< 0.3
<b>RDC</b>	30×40	1051.01	0.24	25000	6000	0.17	< 0.3

**III.1 Acrotère :**

• **Pour la terrasse inaccessible :**

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

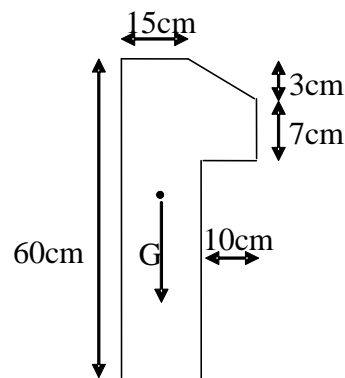
Terrasse inaccessible :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.



**FigIII.1:** Acrotère .

• **Evaluation des charges :**

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$ .
  - Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$ .
  - Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$ .
- $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN$ .  
 $Q = 1KN$  .

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

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

**RPA99** (Article 6.2.3)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

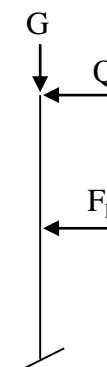
Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN .$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g ; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$



- **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

- **Combinaisons d'actions :**

**Tableau III.1 :** Combinaison d'action.

	<b>RPA 99</b>	<b>E L U</b>	<b>E L S</b>
<b>Combinaison de charges</b>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	2.88	3.88	2.88
<b>M (KN.m)</b>	1.04	0.90	0.60

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

CBA93 (Article A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

- **Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

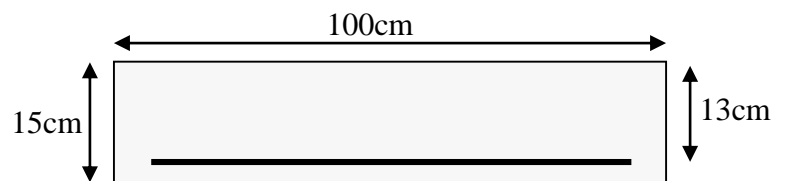
$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$



**FigIII.2** : Section à ferrailer.

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) *Condition de non fragilité:*

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ .

Se qui fait  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales :

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25. \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25. \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) *Vérification au cisaillement :*

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a  $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  c'est vérifiée.

➤ **Vérfications à L'ELS:**

*Vérification de la contrainte d'adhérence limite:*

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s$$

**BAEL91** (Article J.II.2)

Avec  $\sum u_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263 \text{m}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133 \text{m}$$

$$\text{Calcul de } y_c \text{ telle que : } y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad (*)$$

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$\text{On } A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2, b = 1 \text{m} \text{ et } c = -0.133 \text{m}$$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251 \text{m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118 \text{m}$

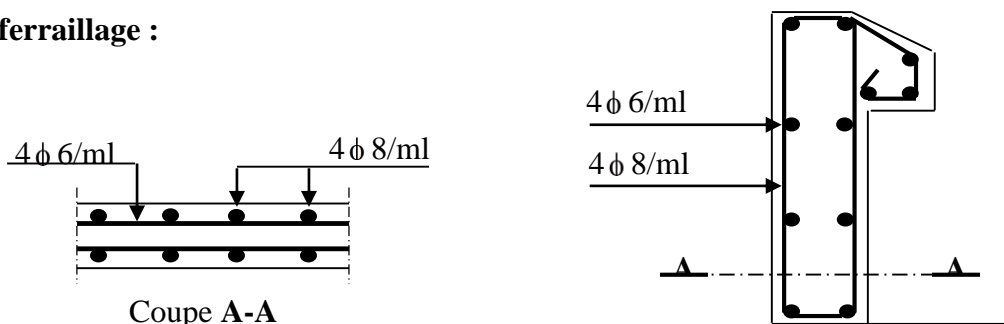
Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} \text{m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

Schéma de ferrailage :



**FigIII.3** : Schéma de ferrailage de l'acrotère.  
(Terrasse inaccessible)

### III.2 Dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons et les portes à faux sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm.

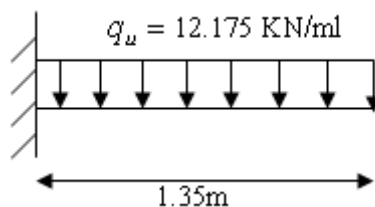
- **Consol :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.35\text{m}$$

$$9 \leq e \leq 13.35$$

On prend une épaisseur de : 14cm.



$$G = 5.13\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35 \times 5,13 + 1,5 \times 3,50 = 12,175 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$M_0 = -\frac{q_u \times L_x^2}{8} = 2,773 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

➤ *En travée :*

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 2,357 \text{ KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 1,386 \text{ KNm}$$

- **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 13 \text{ cm}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,984 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0123$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,129 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ *En appui :*

$$\mu_{bu} = 0,571 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0,0071$$

$$z = 0,1296$$

$$A_a = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification à l'ELU:**

a) **Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho < 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times h_0 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$



$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.38$$

$$A_{\min}^x = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{en travée : } A_t^x = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{en appui : } A_a = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^y = 3T8 = 1.51\text{cm}^2 / \text{ml}$$

**b) Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

**c) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 8.21\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.063\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

C'est vérifié

• **Vérification à l'ELS:**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5.13 + 3.5 = 8.63\text{KN} / \text{ml}$$

$$M^0 = 1.966\text{KN.m}$$

$$M^t = 1.671\text{KN.m}$$

$$M^a = 0.983\text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 5.825\text{KN}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier  $\sigma_{bc} < 15\text{ Mpa}$

**Selon le BAEL91:** 
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 2.01 (13 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281.60$$

$$y = (-30.15 + 281.60)/100 \Rightarrow y = 2.514 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (2.514)^3}{3} + 15 \times 2.01(13 - 2.514)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.3844 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{1.671 \times 2.514 \times 10^{-4}}{0.3844 \times 10^{-4}} = 10.92 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la flèche :

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{l} = 0.9 &\geq \frac{1}{16} && \text{vérifiée} \\ \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 && \text{vérifiée} \\ \diamond \frac{A}{b_0 \times d} = 0.16 &\geq \frac{4.2}{f_e} && \text{vérifiée} \end{aligned}$$

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit des 4T6} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

### III.3 Les Escaliers :

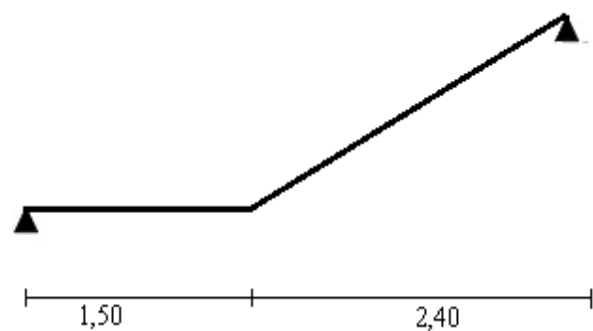
#### III.3.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

- **Etude de l'escalier :**

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.



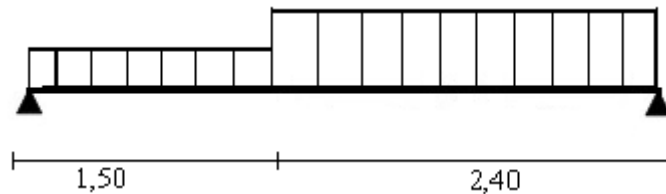
**FigIII.4 :** escalier.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

- **Charges et surcharges :**



$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 4.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 7.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Moments et efforts tranchants :**

**a) l'ELU :**

$$q_v = 1.35 \times 7.56 + 1.5 \times 2.5 = 13.956 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 4.69 + 1.5 \times 2.5 = 10.081 \text{ KN} / \text{ml}$$

**\*Par la méthode équivalente on trouve :**

$$q_e = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{13.956(2.4) + 10.081(1.50)}{2.40 + 1.50} = 12.465 \text{ KN/ml.}$$



$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = \mathbf{23.70 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85.M_0 = \mathbf{20.145 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.40.M_0 = \mathbf{9.48 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = 0.5q_e l = \mathbf{24.306 \text{ KN}}$$

- **Ferraillage :**

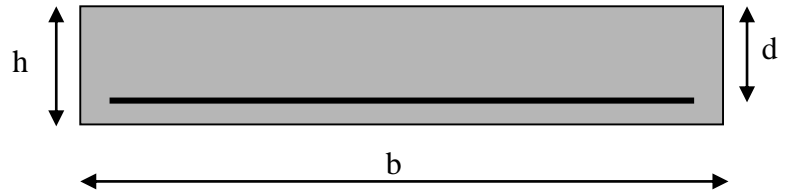
Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée:  $M_t = 20.145 \text{KN.m}$

En appuis:  $M_a = 9.48 \text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



**Tableau III.2 :** ferraillage escalier.

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL}$ $\text{(cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	20.145	0.098	0.13	0.113	5.089	5T12=5.65
En appuis	9.48	0.046	0.059	0.117	2.32	5T10=3.93

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.521 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd}$$

$$V_u = ql/2 = 24.306 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.024306}{1 \times 0.12} = 0.202 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0.20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{MPa} ) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$q_s = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{10.06(2.4) + 7.19(1.50)}{2.40 + 1.50} = 8.95 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 17.01 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 \Rightarrow M_t = 14.45 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 \Rightarrow M_a = 6.804 \text{ kn.m}$$

- **En travée :**  $M_{\text{ser}} = 14.45 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} < 0.6 f_{c28} \text{ c. a. d.} \quad \sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$1) \text{ Selon le BAEL91: } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 5.089 (12 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 434.776$$

$$y = (-76.335 + 434.776) / 100 \Rightarrow y = 3.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3.58)^3}{3} + 15 \times 7.7 (12 - 3.58)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.7 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (14.45 \times 3.58 \times 10^{-5}) / (0.7 \times 10^{-4}) = 7.39 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{verifier})$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{\text{ser}} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 14.45 \times 10^{-3} (0.12 - 3.58 \times 10^{-2})}{0.7 \times 10^{-4}} = 107.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{verifier})$$

- **Sur appuis :**  $M_{\text{ser}} = 6.804 \text{ KN.m}$

$$1) \text{ Selon le BAEL91: } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 2.32 (12 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 291.08$$

$$y = (-34.8 + 291.08) / 100 \Rightarrow y = 2.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (2.56)^3}{3} + 15 \times 2.32 (12 - 2.56)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (06.804 \times 2.56 \times 10^{-5}) / (0.33 \times 10^{-4}) = 5.27 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{verifier})$$

$$2) \quad \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.804 \times 10^{-3} (0.12 - 2.56 \times 10^{-2})}{0.33 \times 10^{-4}} = 76.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{verifier})$$

- **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1-  $h/L \geq 1/16$

2-  $A_s / bd \leq 4.2 / f_e$

3-  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 14 / 390 = 0.0358 < 0.0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Rightarrow 0.0358 < 0.0849 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de chargement :**

Charge permanente sans revêtement :  $j=5.121$  KN/ml.

Charge permanente avec revêtement :  $g=6.454$  KN/ml.

Charge totale :  $P=(G+Q) b = (6.454+2.5) = 8.95$  KN/ml.

- **Calcul des moments correspondant :**

$$M_j = 0.85 \frac{jL^2}{8} = 9.827 \text{KNm}$$

$$M_g = 0.85 \frac{gL^2}{8} = 12.386 \text{KNm}$$

$$M_P = 0.85 \frac{PL^2}{8} = 17.176 \text{KNm}$$

- **Calcul de position de centre de gravité:**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.58 \text{cm.}$$

- **Calcul de moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{100(14)^3}{12} + 15(5.089)(7 - 2)^2 = 24775,04 \text{cm}^3.$$

- **Calcul des contraintes correspondant :**

$$\sigma_j = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 50.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 63.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_P = \frac{15M_P}{I} (d - y) = 87.56 \text{ MPa}$$

- **Calcul de pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A_s}{d b} = \frac{5.089}{14.100} = 0.0036$$

- **Calcul des coefficients correspondant :**

$$\mu_j = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_j + f_{t28}} \right) = -0.302 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0.$$

$$\mu_g = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_g + f_{t28}} \right) = -0.221 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0.$$

$$\mu_p = 1 - \left( \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_g + f_{t28}} \right) = -0.093 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0.$$

- **Calcul de module de déformation longitudinale du béton :**

- \* Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

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

- \* Calcul de module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa.}$$

- \* Coefficient instantané :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = 3.44$$

- \* Coefficient différée :

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.377$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1I_0}{1} = 27252,544 \text{ cm}^4 = I_{gi} = I_{gv}.$$

$$I_{pi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 20645.86 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

- ♦ La flèche correspondante à j :

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{ji}} = 0.017 \text{ cm.}$$

- ♦ La flèche correspondante à g :



$$f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10E_i I_{gi}} = 0.021 \text{ cm.}$$

♦ La flèche correspondante à P :

$$f_{Pi} = \frac{M_P L^2}{10E_i I_{Pi}} = 0.039 \text{ cm.}$$

♦ La flèche correspondante à V :

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10E_v I_{gv}} = 0.063 \text{ cm.}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = 0.063 - 0.017 + 0.039 - 0.021 = 0.064 \text{ cm}$$

-La flèche admissible :

$$\Delta f_{t \text{ ad}} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm.}$$

On a:  $\Delta f_t < \Delta f_{t \text{ ad}}$  (C.V).

### III.3.1 Etude de la poutre palière :

La poutre palière dans ce cas est une poutre à une seule travée.

• **Pré dimensionnement : L = 3.50 m.**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm.}$$

On prend : h = 35 cm.

On prend : b = 30 cm.

• **Vérification selon RPA99/version 2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm (C.V).}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm (C.V).}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4. \text{ (C.V).}$$

• **Evaluation des charges :**

- Poids de la maçonnerie : .....  $2.85 \times (3.06/2) = 4.21 \text{ KN/ml}$
- Poids propre (poutre) : .....  $25 (0.30 \times 0.35) = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- Charge ramenée par l'escalier : .....  $24.307 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des sollicitations :**

**ELU :**

$$q_u = 1.35 (G_{pp} + G_{mac}) + q_{réac} = 1.35 (2.625 + 4.21) + 24.30 = 33.52 \text{ KNm.}$$

$$q_u = 33.52 \text{ KNm.}$$

$$q_s = 31.13 \text{ KNm.}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33.52(3.50)^2}{8} = 51.32 \text{ KNm.}$$

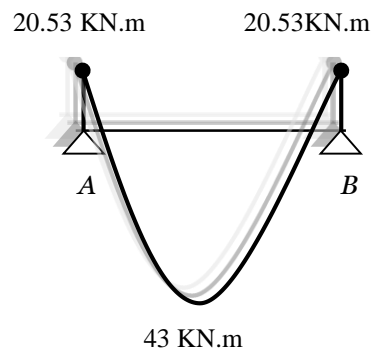
- **Moment sur appuis :**

$$M_A = 0.4M_0 = 20.53 \text{ KNm.}$$

$$M_B = 0.4M_0 = 20.53 \text{ KNm.}$$

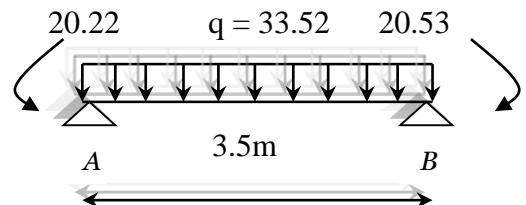
- **Moment sur travée :**

$$M_t = 0.85M_0 \Rightarrow M_t = 43 \text{ KNm}$$



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

$$T = \frac{ql}{2} = 58.66 \text{ KN}$$



➤ **Ferraillage :**

**1- En travée :**

$$M_t = 43 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.315 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{43 \times 10^{-3}}{1 \times (0.315)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.0305$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$  pas d'armature comprimée

$\Rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ,  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ .

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.04$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.3m \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = 4.11 \text{ cm}^2$$

**2- Sur appuis :**

$$M_a = 20.53 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.315 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{20.53 \times 10^{-3}}{1 \times (0.315)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.015$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$  pas d'armature comprimée

$\Rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ,  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ .

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.312m \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = 1.89 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

On a le moment ramenée par l'escalier :

$$M_t = 0.4 M_0 = 20.53 \text{ KNm.}$$

Calcul de ferrailage long (selon CBA93) :

$$A_l = \frac{U M_t}{2 \Omega \sigma_s}$$

$\Omega$  : Air du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = \left(a - \frac{a}{6}\right) \left(b - \frac{a}{6}\right) = \left(30 - \frac{30}{6}\right) \left(30 - \frac{30}{6}\right) = 729 \text{ cm}^2.$$

$U$  : périmètre de l'air " $\Omega$ " de la section efficaces.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(35 - 5.8) + (30 - 5.8)] = 106.8 \text{ cm.}$$

$$\text{ou : } e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5.8 \text{ cm}$$

$$\text{donc: } A_l = \frac{106.8 \cdot 20.53 \cdot 10^3}{2(729)(348)} = 4.32 \text{ cm}^2.$$

Calcul de ferrailage transversal :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega \sigma_s} = \frac{20.53 \cdot 10^3}{2(729)(348)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0404$$

Vérification de :

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 < \bar{\tau}^2.$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2\Omega e} = \frac{20.53 \cdot 10^3}{2(729)(5.8)} = 2.42 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow (0.55)^2 + (2.42)^2 = 6.15 < (3.33)^2 = 11.088 \quad (\text{C. V}).$$

➤ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}).$$

On adopte  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

La section d'armatures transversales est  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

• Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Donc :

Selon BAEL 91	Selon RPA 99
$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq 34.62 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq 28.35 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq 63.8 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,094 \\ S_t \leq 8.75 \text{ cm} \\ S_t \leq 17.5 \text{ cm} \end{array} \right.$

Donc on choisir :  $S_t = 8.75 \text{ cm}$  zone nodal

$S_t = 17.5 \text{ cm}$  zone courante

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad A_s \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Résumé :

- En travée :  $3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- Sur appuis :  $3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- En milieu :  $2\text{HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$
- Espacement :  $S_t = 8.75 \text{ cm}$  Zone nodal

$S_t = 17.5 \text{ cm}$     **Zone courant**

➤ **Vérification :**

• **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{bd}$$

$$V_u = 58.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{58.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0.20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes :**

- **En travée :**  $M_{\text{ser}} = 40 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} < 0.6 f_{c28} \text{ c. a. d. } \quad \sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$1) \text{ Selon le BAEL91: } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 4.11 (31.5 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 626$$

$$y = (-61.65 + 626)/100 \Rightarrow y = 5.64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (5.64)^3}{3} + 15 \times 4.11 (31.5 - 5.64)^2$$

$$\Rightarrow I = 4.7207 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (40 \times 5.64 \times 10^{-5}) / (4.720 \times 10^{-4}) = 4.77 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{verifier})$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 40 \times 10^{-3} (0.315 - 5.64 \times 10^{-2})}{4.7207 \times 10^{-4}} = 338.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{verifier})$$

- **Sur appuis :**  $M_{ser} = 19.06 \text{ KN.m}$

$$1) \text{ Selon le BAEL91: } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I_1}$$

$$\sigma_{bc} = (19.06 \times 5.64 \times 10^{-5}) / (4.7207 \times 10^{-4}) = 2.27 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{verifier})$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 18.84 \times 10^{-3} (0.27 - 5.31 \times 10^{-2})}{4.7207 \times 10^{-4}} = 212 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{verifier})$$

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1-  $h/L \geq 1/16$

2-  $A_s / bd \leq 4.2 / f_e$

3-  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 30 / 350 = 0.1 \geq 0.0625 \quad \text{vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Rightarrow 0.1 \geq 0.084 \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_s / bd \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0013 < 0.0105 \quad \text{vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est n'est pas nécessaire.

## ❖ Schémas de ferrailage de l'escalier et poutre palière :

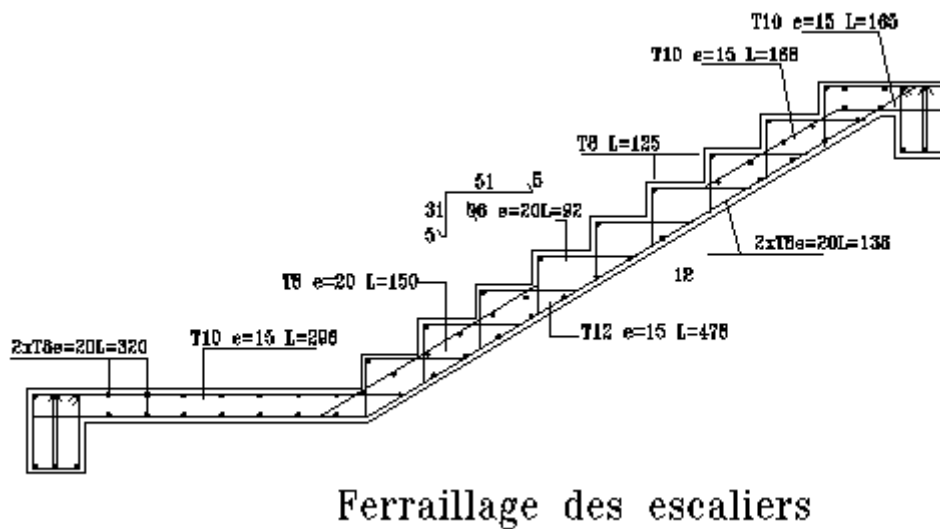


Fig III.5 : schéma de ferrailage de l'escalier et poutre palière.

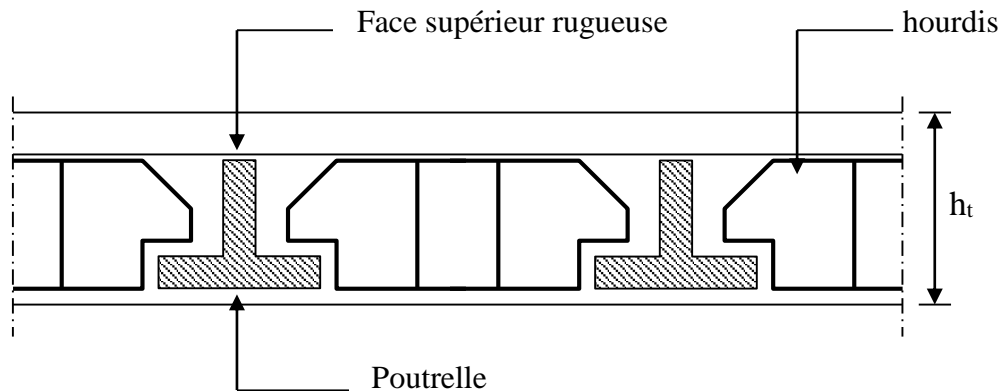
## III.4 Etudes des plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

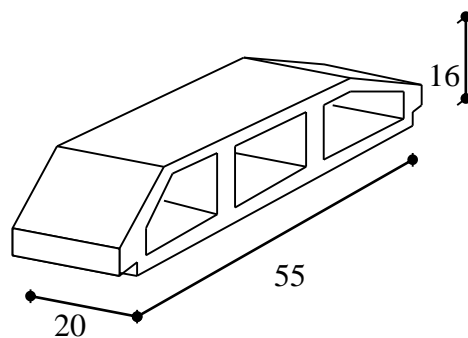
La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



➤ **Dalle à corps creux**



**FigIII.6** : Plancher à corps creux.



« Corps Creux »

### III.4.1 Dimensionnement des poutrelles :

- **Méthode de calcul :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

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

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

**1<sup>ère</sup> Condition :** .....  $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.58, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ .....CV}$$

- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ .....CV}$$

**2<sup>ème</sup> Condition:** .....  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.6}{4} = 0.9 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

- $0.8 \leq \frac{4}{3.2} = 1.25 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

- $0.8 \leq \frac{3.2}{4} = 0.8 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

- $0.8 \leq \frac{4}{3.6} = 1.11 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

**3<sup>ème</sup> Condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité «  $I = \text{constante}$  » .....CV

**4<sup>ème</sup> Condition :** *la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.*

—————→ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « *la méthode forfaitaire* ».

**B. principe de la méthode forfaitaire :**

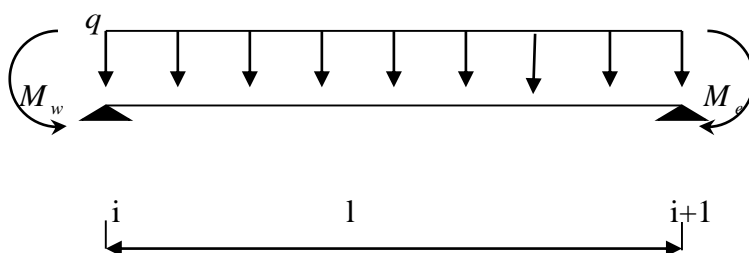
Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes

en valeur non pondérée).

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w$ ;  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

$M_t$  : moment maximal dans la travée considérée.



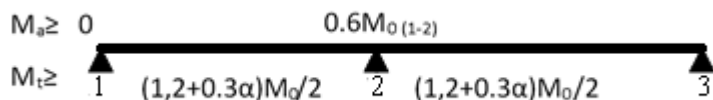
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions :

1 •  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

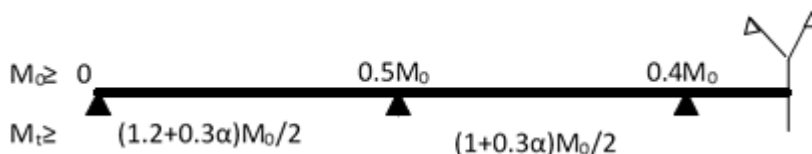
2 •  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$

• **Les valeurs minimales des moments :**

- cas d'une poutre à deux travées :  $M_0(1-2) = \max (M_{01} ; M_{02})$



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



- **Remarque :**

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :

$$M_a = -0.15M_0$$

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

- **Méthode forfaitaire :**

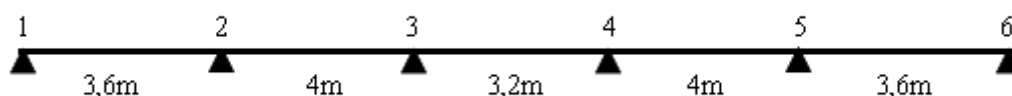
En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient

En compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

- **Evaluation des charges :** (charge sollicitée sur les poutrelles)

- *Poutrelles du plancher terrasse :*



Charge permanente : .....  $G = 6.79 \text{ KN/m}^2$

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

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.79} = \mathbf{0.128}$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.128) = \mathbf{1.038}$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.128)/2 = \mathbf{0.519}$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.128)/2 = \mathbf{0.619}$$

- Calcul à l'état limite ultime :

**-Combinaison de charge :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (6,79) + 1.5 (1) \times 0.65 = \mathbf{6,93 \text{ KN/ml}}$$

**-Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{o(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,93 \times (3.6)^2}{8} = \mathbf{11.226 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(2-3)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,93 \times (4)^2}{8} = \mathbf{13.86 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(3-4)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,93 \times (3.2)^2}{8} = \mathbf{8.87 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(4-5)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,93 \times (4)^2}{8} = \mathbf{13.86 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(5-6)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,93 \times (3.6)^2}{8} = \mathbf{11.226 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{o(1-2)} = 0.15 \times 11.226 = \mathbf{1.683 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{o(2-3)} = 0.5 \times 13.86 = \mathbf{6.93 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{o(2-3)} = 0.4 \times 13.86 = \mathbf{5.544 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{o(4-5)} = 0.4 \times 13.86 = \mathbf{5.544 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(5)} = 0.5 \times M_{o(4-5)} = 0.5 \times 13.86 = \mathbf{6.93 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(6)} = 0.15 M_{o(5-6)} = 0.15 \times 11.226 = \mathbf{1.683 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (11.226) - (1.683 + 6.93) / 2 = 7.48 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.128) \times 11.226 = 6.948 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 7.48 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (13.86) - (6.93+5.544)/2 = 8.316 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.128) \times 13.86/2 = 7.193 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(2-3)} = 8.316 \text{ KN.m}$**

**Travée (3-4):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.87) - (5.544+5.544)/2 = 3.769 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.128) \times 8.87/2 = 4.603 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(3-4)} = 4.603 \text{ KN.m}$**

**Travée (4-5):** travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (13.86) - (6.93+5.544)/2 = 8.316 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.128) \times 13.86/2 = 7.193 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(4-5)} = 8.316 \text{ KN.m}$**

**Travée (5-6):** travée de rive

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.226) - (1.683+6.93)/2 = 7.84 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.128) \times 11.226/2 = 6.948 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(5-6)} = 7.48 \text{ KN.m}$**

**Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.93 \times 3.6/2 = \mathbf{12.474 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 12.474 = \mathbf{13.721 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.93 \times 4/2 = \mathbf{15.246 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.93 \times 4/2 = \mathbf{13.86 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.93 \times 3.2/2 = \mathbf{11.088 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.93 \times 3.2/2 = \mathbf{11.088 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.93 \times 4/2 = \mathbf{13.86 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = 1.1 T_{w(4-5)} = 1.1 \times 13.86 = \mathbf{15.246 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.93 \times 3.6/2 = \mathbf{13.721 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.93 \times 3.6/2 = \mathbf{12.474 \text{ KN}}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

**- Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (6.79+1) \times 0.65 = \mathbf{5.063 \text{ KN/m}}$$

**-Moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

$$M_{0(1-2)} = 5.063 \times 3.6^2 / 8 = 8.202 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = 5.063 \times 4^2 / 8 = 10.126 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = 5.063 \times 3.2^2 / 8 = 6.480 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = 5.063 \times 4^2 / 8 = 10.126 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(5-6)} = 5.063 \times 3.6^2 / 8 = 8.202 \text{ KN.m}$$

**-Moments sur appui :**

$$M_{a(1)} = 0.15 \times M_{0(1-2)} = 0.15 \times 8.202 = \mathbf{1.230 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(2)} = 0.5 \times M_{0(2-3)} = 0.5 \times 10.126 = \mathbf{5.063 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(3)} = 0.4 \times M_{0(2-3)} = 0.4 \times 10.126 = \mathbf{4.050 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(4)} = 0.4 \times M_{0(4-5)} = 0.4 \times 10.126 = \mathbf{4.050 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(5)} = 0.5 \times M_{0(4-5)} = 0.5 \times 10.126 = \mathbf{5.063 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(6)} = 0.15 \times M_{0(5-6)} = 0.15 \times 8.202 = \mathbf{1.230 \text{ KN.m}}$$

**-Moments en travée:**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.202) - (1.230 + 5.063) / 2 = 5.465 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.128) \times 8.202 / 2 = 5.077 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 5.465 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (10.126) - (5.063 + 4.050) / 2 = 6.075 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.128) \times 10.126 / 2 = 5.324 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = 6.075 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)}: \max \begin{cases} 1.05 (6.480) - (4.050+4.050)/2 = 2.754 \text{ KN.m} \\ 1 + (0.3 \times 0.128) \times 6.480 = 3.363 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = 3.363 \text{ KN.m}$$

**Travée (4-5):** travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)}: \max \begin{cases} 1.05 (10.126) - (5.063+4.050)/2 = 6.075 \text{ KN.m} \\ (1 + (0.3 \times 0.128) \times 5.409/2 = 5.324 \text{ KN.m} \end{cases}$$

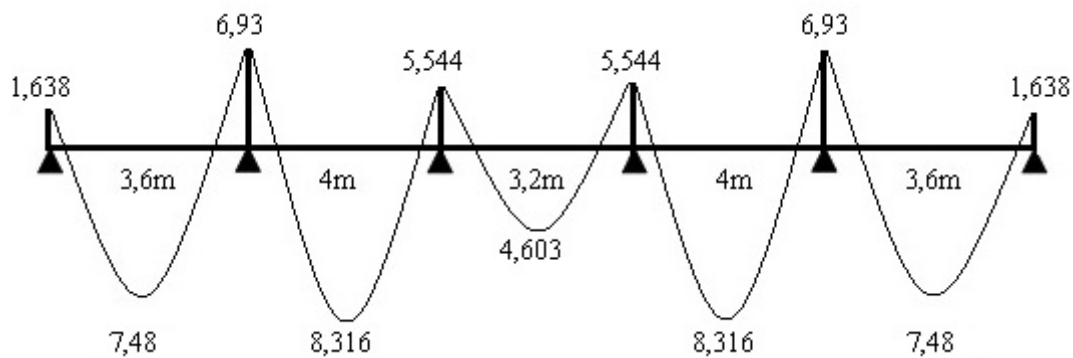
$$M_{t(4-5)} = 6.075 \text{ KN.m}$$

**Travée (5-6):** travée de rive

$$M_{t(5-6)}: \max \begin{cases} 1.05 (8.202) - (1.230+5.063)/2 = 5.465 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.128) \times 8.202/2 = 5.077 \text{ KN.m} \end{cases}$$

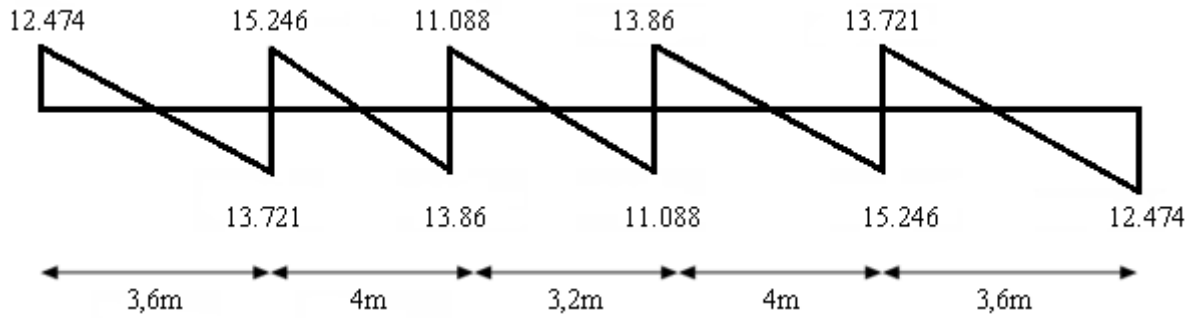
$$M_{t(5-6)} = 5.465 \text{ KN.m}$$

• *Diagrammes des moments et des efforts tranchants :*

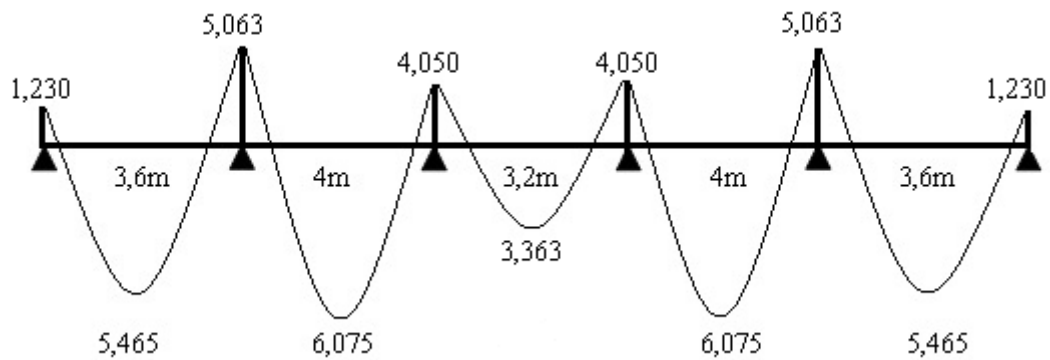


**FigIII.7 : Diagramme des moments à L'.ELU**





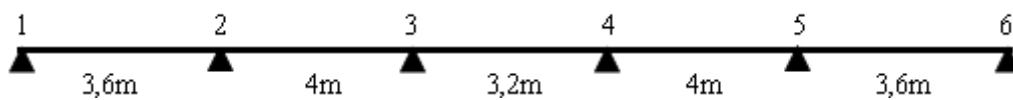
**FigIII.8 :Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S.**



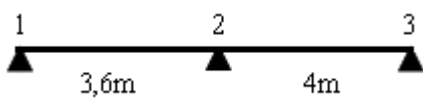
**FigIII.9 : Diagramme des moments à l'E.L.S.**

• **Poutrelles des Planchers d'habitation :**

**-Poutrelle de type 1 :**



**-Poutrelle de type 2 :**



**Type 1:**

Charge permanente : .....G = 5.34 KN/m<sup>2</sup>

Charge d'exploitation : ..... Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup>

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.34} = 0.22$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.22) = \mathbf{1.066}$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.22)/2 = \mathbf{0.533}$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.22)/2 = \mathbf{0.633}$$

- **Calcul à l'état limite ultime :**

**-Combinaison de charge :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.34) + 1.5 (1.5)] \times 0.65 = \mathbf{6,148 \text{ KN/ml}}$$

**-Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6,148 \times (3.6)^2}{8} = \mathbf{9.96 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{0(2-3)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.148 \times (4)^2}{8} = \mathbf{12.296 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{0(3-4)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.148 \times (3.2)^2}{8} = \mathbf{7.869 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{0(4-5)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.148 \times (4)^2}{8} = \mathbf{12.296 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{0(5-6)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.148 \times (3.6)^2}{8} = \mathbf{9.96 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 9.96 = \mathbf{1.494 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(2-3)} = 0.5 \times 12.296 = \mathbf{6.148 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 12.296 = \mathbf{4.918 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(4-5)} = 0.4 \times 12.296 = \mathbf{4.918 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_{0(4-5)} = 0.5 \times 12.296 = \mathbf{6.148 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_{0(5-6)} = 0.15 \times 9.96 = \mathbf{1.494 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.066 (9.96) - (1.494 + 6.296)/2 = 6.722 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 9.96 = 6.165 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 6.722 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.066 (12.296) - (6.296+4.918)/2 = 7.50 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 12.296/2 = 6.381 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = 7.50 \text{ KN.m}$$

**Travée (3-4):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.066 (7.869) - (4.918+4.918)/2 = 3.47 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 7.869/2 = 4.084 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = 4.084 \text{ KN.m}$$

**Travée (4-5):** travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (12.296) - (6.296+4.918)/2 = 7.50 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 12.296/2 = 6.381 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(4-5)} = 7.50 \text{ KN.m}$$

**Travée (5-6):** travée de rive

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.066 (9.96) - (1.494+6.296)/2 = 6.722 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.128) \times 9.96/2 = 6.165 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(5-6)} = 6.722 \text{ KN.m}$$

**-Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.6/2 = 11.067 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.067 = 12.173 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 4/2 = 13.525 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.148 \times 4/2 = 12.296 \text{ KN}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.2/2 = 9.368 \text{ KN}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.2/2 = 9.368 \text{ KN}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.148 \times 4/2 = 12.296 \text{ KN}$$

$$T_{e(4-5)} = 1.1 T_{w(4-5)} = 1.1 \times 12.296 = 13.525 \text{ KN}$$

$$T_{w(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.6/2 = 12.173 \text{ KN}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.6/2 = 11.066 \text{ KN}$$

- *Calcul à l'état limite de service :*

**-Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.34+1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.446 \text{ KN/m}}$$

**-Moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

$$M_{0(1-2)} = 4.446 \times 3.6^2 / 8 = 7.202 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = 4.446 \times 4^2 / 8 = 8.892 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = 4.446 \times 3.2^2 / 8 = 5.690 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = 4.446 \times 4^2 / 8 = 8.892 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(5-6)} = 4.446 \times 3.6^2 / 8 = 7.202 \text{ KN.m}$$

**-Moments sur appui :**

$$M_{a(1)} = 0.15 \times M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.202 = \mathbf{1.080 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(2)} = 0.5 \times M_{0(2-3)} = 0.5 \times 8.892 = \mathbf{4.446 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(3)} = 0.4 \times M_{0(2-3)} = 0.4 \times 5.690 = \mathbf{2.236 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(4)} = 0.4 \times M_{0(4-5)} = 0.4 \times 8.892 = \mathbf{3.557 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(5)} = 0.5 \times M_{0(4-5)} = 0.5 \times 8.892 = \mathbf{4.446 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(6)} = 0.15 \times M_{0(5-6)} = 0.15 \times 7.202 = \mathbf{1.080 \text{ KN.m}}$$

**-Moments en travée:**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.066 (7.202) - (1.080+4.446)/2 = 4.914 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.22) \times 7.202 / 2 = 4.558 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 4.914 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.066 (8.892) - (4.446+2.236)/2 = 6.137 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 8.892 / 2 = 4.739 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = 6.137 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.066 (5.690) - (2.236+2.236)/2 = 3.829 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 5.690 / 2 = 3.032 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = 3.829 \text{ KN.m}}$$

**Travée (4-5):** travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.066 (8.892) - (4.446+2.236)/2 = 6.137 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 8.892/2 = 4.739 \text{ KN.m} \end{cases}$$

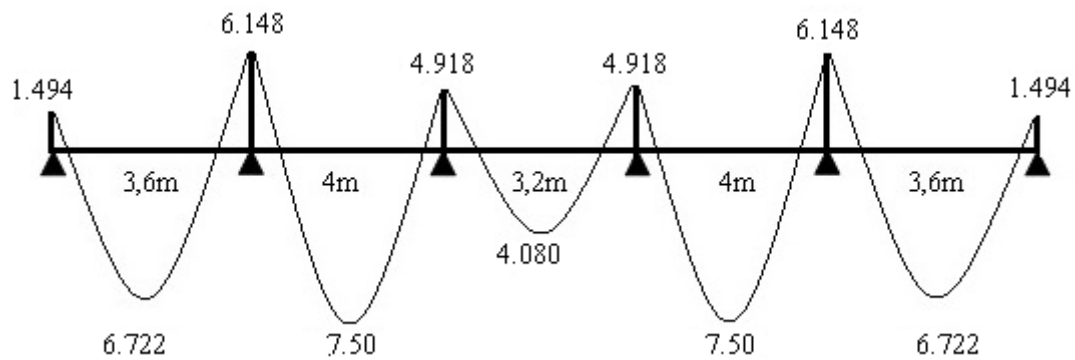
**M<sub>t(4-5)</sub> = 6.137KN.m**

**Travée (5-6):** travée de rive

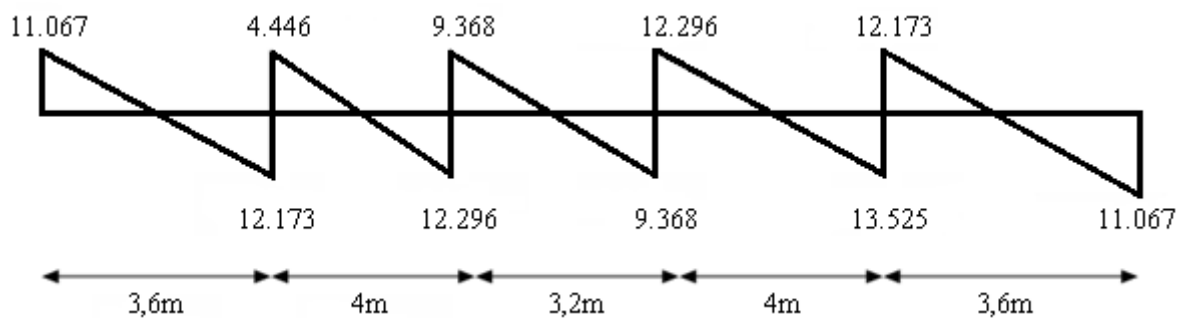
$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.066 (7.202) - (1.080+4.446)/2 = 4.914 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.22) \times 7.202/2 = 4.558 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**M<sub>t(5-6)</sub> = 4.914 KN.m**

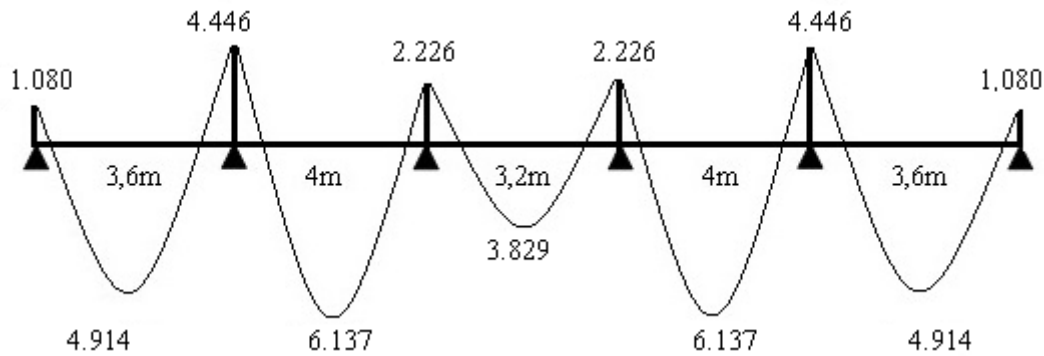
- **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**



**FigIII.10 :** Diagramme des moments à L'.ELU

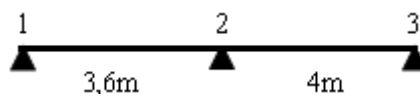


**Fig : III.11 :** Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.



FigIII.12 : Diagramme des moments à L'.ELS.

**Type 2 :**



- Calcul à l'état limite ultime :

**Combinaison de charge :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.34) + 1.5 (1.5) \times 0.65 = \mathbf{6,148 \text{ KN/ml}}$$

**-Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_U \times l^2}{8} = \frac{6,148 \times (3.6)^2}{8} = \mathbf{9.96 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{0(2-3)} = \frac{Q_U \times l^2}{8} = \frac{6.148 \times (4)^2}{8} = \mathbf{12.296 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments sur appuis :**

$$M_{a(1)} = 0.15 \times M_{0(1-2)} = 0.15 \times 9.96 = \mathbf{1.494 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(2)} = 0.6 \times M_{0(2-3)} = 0.6 \times 12.296 = \mathbf{7.377 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(3)} = 0.15 \times M_{0(2-3)} = 0.15 \times 12.296 = \mathbf{1.844 \text{ KN.m}}$$

**-Moments en travée:**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.066 (9.96) - (1.494 + 7.377) / 2 = 6.722 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 9.96 = 6.165 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = \mathbf{6.722 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.066 (12.296) - (7.377+1.844)/2 = 3.886 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.22) \times 12.296/2 = 7.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(2-3)} = 7.61 \text{ KN.m}$$

**-Calcul des efforts tranchants :**

$$T_{w(1-2)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.6/2 = \mathbf{11.066 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1,15 T_{w(1-2)} = 1.15 \times 11.066 = \mathbf{12.725 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1,15 q_u L/2 = 1.15 \times 6.148 \times 4/2 = \mathbf{14.140 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.148 \times 4/2 = \mathbf{12.296 \text{ KN}}$$

• **Calcul à l'état limite de service :**

**-Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.34+1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.446 \text{ KN/m}}$$

**Calcul des moments :**

**-Moment isostatique :**  $M_0 = q_s \cdot L^2/8$

$$L=3.6\text{m}; M_{0(1-2)} = 4.446 \times (3.6)^2/8 = \mathbf{7.202 \text{ KN.m}}$$

$$L=4\text{m}, M_{0(2-3)} = 4.446 \times (4)^2/8 = \mathbf{8.892 \text{ KN.m}}$$

**- Les moments sur appuis:**

$$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.202 = \mathbf{1.080 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,60 M_{0(1-2)} = 0.6 \times 8.892 = \mathbf{5.335 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,15 M_{0(2-3)} = 0.15 \times 8.892 = \mathbf{1.333 \text{ KN.m}}$$

**-Les moments en travées:**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.066 (7.202) - (1.080+5.335)/2 = 4.469 \text{ KN.m} \\ 0.633 \times 7.202 = 4.558 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

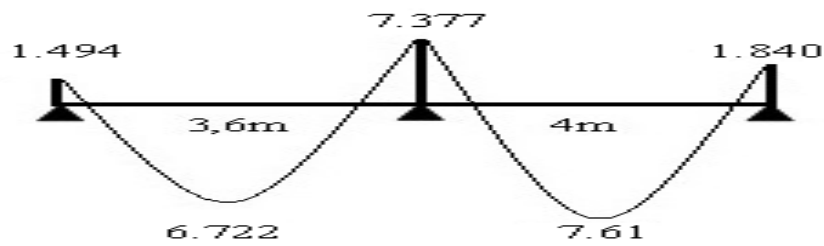
$$M_{t(1-2)} = \mathbf{4.469 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3):** travée de rive

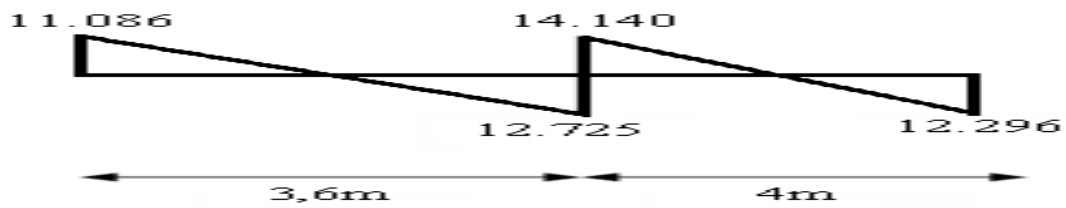
$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.066 (8.892) - (5.335 + 1.333) / 2 = 6.144 \text{ KN.m} \\ 0.633 \times 8.892 = 5.628 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(2-3)} = 6.144 \text{ KN.m}$**

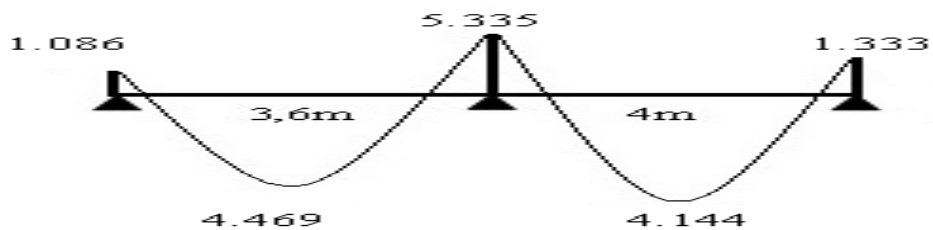
- *Diagrammes des moments et des efforts tranchants :*



**FigIII.13 :** Diagramme des moments à L'.ELU.



**FigIII.14 :** Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.



**FigIII.15 :** Diagramme des moments à L'.ELS.



- **Tableau récapitulatif :**

**Tableau III.3 :** des moments des efforts tranchants max.

Type de plancher Sollicitation	ELU			ELS	
	$M_{\max}$ (appui) (KN.m)	$M_{\max}$ (tra) (KN.m)	$T_{(\max)}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (appui) (KN.m)	$M_{\max}$ (tra) (KN.m)
Plancher terrasse Inaccessible	6.93	8.316	15.246	5.063	6.075
Poutrelle type 1 du plancher d'habitation	6.148	7.50	13.525	4.446	6.137
Poutrelle type 2 du plancher d'habitation	7.377	6.722	14.140	5.335	4.469

- **Ferraillage des poutrelles :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Plancher de la terrasse inaccessible :**

**-En travées :**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 8.316 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 6.93 \text{ KN.m}$$

Calcul de  $M_{TU}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

*Béton Armé IUP GC13 (Article 4.4.2)*

$$M_t^{\max} = 13.66 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow \text{La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe}$$

neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{8.316 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.027$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 177.552 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{8.31 \times 10^6}{348 \times 177.552} = 134.49 \times \text{mm}^2$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Verification:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**b)-En appuis :**

• **appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

$$b_0 \times h .$$

$$M_{tu} = 73 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.93 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.150$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.150}) = 0.204$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.204) = 0.165 \text{ m}$$

$$A = \frac{6.93 \times 10^6}{348 \times 165} = 120.68 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.20 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.412 \text{ cm}^2 \quad A \text{ calculé}$$

On choisit  $A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min(5.71 \quad 12 \text{ mm}, \quad 20 \text{ mm}) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \quad \phi_l, \quad \frac{b}{10}\right) \Rightarrow$$

On adopte  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est  $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

✓ **Selon le BAEL91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min\{0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

✓ Selon le RPA 99 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003.b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi_1\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{cases}$$

Tab :

Selon le BAEL91	Selon le RPA 99
$\begin{cases} S_{t1} \leq 30.19 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq 74.44 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,030 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \end{cases}$

Donc on choisir :  $S_t = 5 \text{ cm}$  zone nodal

$S_t = 10 \text{ cm}$  zone courante

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 15.246 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.246 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• Vérification à l'ELS :

*En travée :*  $M_{\text{ser}} = 6.075 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier les deux conditions :

1).  $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$  c. a. d  $\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$

*Selon le BAEL91 :*

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$32.5 y^2 - 15 \times 1.57 (18 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 119.71$$

$$y = (-23.55 + 119.71) / 65 \Rightarrow y = 1.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{65 \times (1.47)^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 1.47)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.6503 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.3795 \times 3.91 \times 10^{-4}) / (0.8323 \times 10^{-4}) = 1.78 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifier})$$

$$I = 6.503 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.075 \times 10^{-3}}{6.503 \times 10^{-5}} \times 0.0147 = 1.373 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

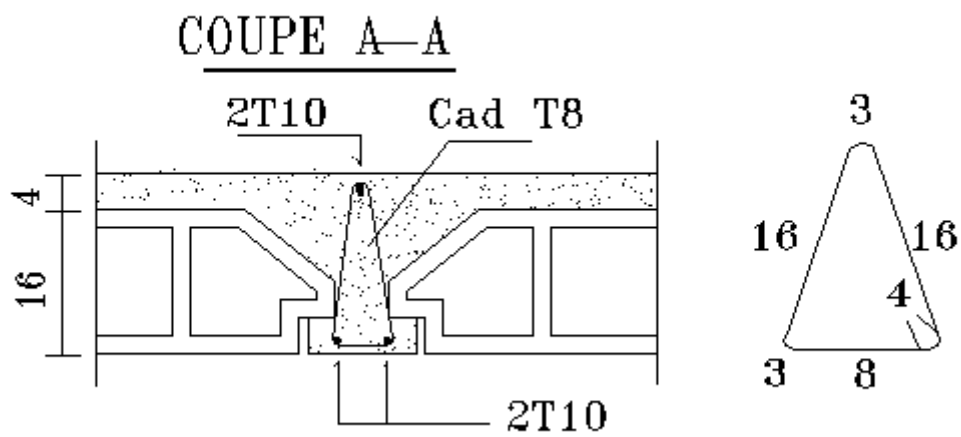
La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que  $\sigma_{bc}$  ( $\sigma_{sc}$  est toujours vérifiée)

- **Condition de flèche :** (BAEL91 (B.6.8, 424))

$$1- h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > 0.044 \quad (\text{vérifier})$$

$$2- A_s / b d \leq 3.60 / f_e \Rightarrow 1.57 / 10 \times 18 = 0.008 \leq 3.60 / 400 = 0.036 \quad (\text{vérifier})$$

$$3- h/L \geq 1/15 (M_t/M_o) \Rightarrow 20/480 = 0.05 \geq 1/15 (0.5 M_o / 15 M_o) = 0.033 \quad (\text{vérifier})$$



**FigIII.116** : Ferrailage plancher

## IV .Caractéristiques géométriques de la structure :

### IV.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc  
Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot x_{gi}}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i \cdot y_{gi}}{\sum W_i}$$

$M_i$  : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.

$X_G, Y_G$  : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

#### IV.1.1. Center de masse par niveau :

##### IV.1.1.1 Niveau terrasse :

**Tableau IV.1.** : Coordonnée ( $X_g$  ;  $Y_g$ ) du centre des masses au terrasse.

	$M_i$	$X_i$	$Y_i$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$	
POUTRES SECONDAIRES	14490	10,1	4,916667	146349	71242,5	
DES POUTRES PRINCIPALES	13995	10,41533	5,087621	145762,5	71201,25	
MASSE DES POTEAUX	16524	9,583333	5,291667	158355	87439,5	
PLANCHERS (CORPS CREUX) TERRASSE	105570,9	10,1	4,681213	1066266	494200	
voile	12240	9,448125	2,332611	115645,1	28551,16	
MURS TERRASSE	15108,8	10,22168	5,568805	154437,3	84137,97	
L'ACROTERE	16329,6	9,375529	4,874471	153098,6	79598,16	
$X_g$	9,986258	$Y_g$	4,717278	194258,3	1939914	916370,5

**IV.1.1.2. Niveau étage courante et RDC:****Tableau IV.2.** Coordonnée (Xg ; Yg) du centre des masses au étage courant **R D C**

				Mi	Xi	Yi	Mixi	Miyi
POUTRES SECONDAIRES				14490	10,1	4,91666 7	146349	71242,5
DES POUTRES PRINCIPALES				13995	10,4153 3	5,08762 1	145762, 5	71201,2 5
MASSE DES POTEAUX				16524	9,58333 3	5,29166 7	158355	87439,5
PLANCHERS (CORPS CREUX) étage				83026,3 2	10,1	4,68121 3	838565, 8	388663, 9
voil				24480	9,44812 5	3,27171 9	231290, 1	80091,6 8
MURS étage				15108,8	10,2216 8	5,56880 5	154437, 3	84137,9 7
				9471,34 4	5,59790 8	2,33261 1	53019,7 1	22092,9 6
Xg	9,75620 4	Yg	4,54483 5	177095, 5			1727779	804869, 7

**IV1.2. Masse à chaque niveau :**

Selon le RPA 99/ V 2003, la valeur de  $W$  est égale à la somme des poids  $W_i$ , calculée à

chaque niveau  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes Éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charges exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par RPA 99/ V 2003 (tableau 4.5)

Notre cas : Bâtiments d'habitation,  $\Rightarrow \beta = 0.2$



**Tableau IV.3.** Masse de la terrasse.

masse terrasse			
Elément	<b>Wgi (KN)</b>	<b>Wqi (KN)</b>	<b>Wi (KN)</b>
Plancher	1225.28	180.455	4659.486
Poutre p	173.7		
Poutre s	147.27		
Acrotère	163.29		
Voile	413.834		
1/2 poteau	165.24		
Somme	2090.01	180.455	

**Tableau IV.4.** Masse de l' R D C + d'étage courant :

masse RDC			
Élément	<b>Wgi(KN)</b>	<b>Wqi(KN)</b>	<b>Wi(KN)</b>
Plancher	963.62	270.68	4629.160
Poutre p	173.7		
Poutre s	147.27		
Escalier	101.4		
Voile	215.29		
Poteau	165.24		
Somme	1766.52	270.68	

**Tableau IV.5.** Masse de chaque niveau

Niveau (i)	<b>Wgi (KN)</b>	<b>Wqi (KN)</b>	<b>Wi = Wgi + <math>\beta</math>.Wqi (KN)</b>
<b>1ème</b>	1766.52	270.68	1594,256
<b>2ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>3ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>4ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>5ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>6ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>7ème</b>	1766.52	270.68	1820,656
<b>8ème</b>	2090.01	180.455	2126,101
		$\Sigma$	14644,293

## IV.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (centre de gravité des rigidités) est le point pour lequel la force tourne autour de ce point.

Par ce point,  $(G_j)$  coïncide  $(C_j)$  n'engendra qu'une translation du plancher et un moment dans l'axe de la rotation passant par ce point n'engendre qu'une rotation du plancher.

Le centre de torsion à un niveau  $(j)$  est calculé par les formules suivantes :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jt} x_t}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} \qquad y_c = \frac{\sum_{\ell=1}^k R_{j\ell} y_\ell}{\sum_{\ell=1}^k R_{j\ell}}$$

Avec :

$x_t$  : Distance d'un portique transversal à l'axe  $(OY)$

$y_\ell$  : Distance d'un portique longitudinal à l'axe  $(OX)$

$R_{jt}$  : Rigidité du portique transversale dans le sens  $(OY)$

$R_{j\ell}$  : Rigidité du portique transversale dans le sens  $(OX)$

$X_c, Y_c$  coordonnées du centre de torsion du niveau considéré

### IV.2.1. détermination des rigidités de niveaux par la méthode de MUTO :

#### IV.2.1.1 Calcul des inerties des éléments :

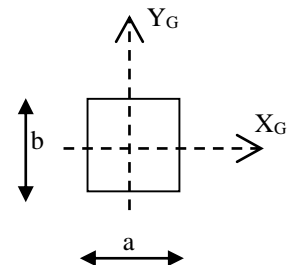
##### a) Les poteaux :

On a un seul type de poteau, donc le moment d'inertie de la section transversal sera calculé comme suit :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_y = \frac{0.4 \cdot (0.3)^3}{12} = 0,0009 \text{m}^4$$

$$I_x = \frac{0.3 \cdot (0.4)^3}{12} = 0,0016 \text{m}^4$$

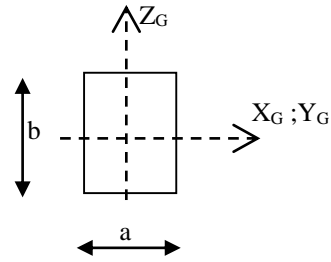


**Fig.IV.1.**Caractéristiques géométriques d'un poteau.

**b)- Les poutres :**

On a deux types des poutres, donc le moment d'inertie de la section transversal sera calculé Comme suit :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

**-Poutres principales (30\*40)**

$$I_y = \frac{0.4 \cdot (0.3)^3}{12} = 0,0009m^4$$

$$I_x = \frac{0.3 \cdot (0.4)^3}{12} = 0,0016m^4$$

**Fig.IV.2.**Caractéristiques géométriques d'une poutre.

**- Poutres secondaires (30\*35)**

$$I = \frac{0.3 \cdot (0.35)^3}{12} = 1.07 * 10^{-3}m^4$$

**IV.2.2. déterminations des rigidités des niveaux :**

La rigidité de chaque niveau est donnée comme étant la rigidité totale des poteaux Parfaitement Encastrés multipliée par un coefficient « $a_p$ » correcteur tenant compte de flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Soit :

$R^\infty$  : rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encasté (ou bien poutres infiniment rigides).

$R$  : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de "MUTO".

$$R = a_p \cdot R^\infty$$

**IV.2.2.1.Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :****a) Calcul des raideurs "k" des éléments (poteaux et poutres) :**

$$k_{poteau} = \frac{I}{h_e} \quad \text{Et} \quad k_{poutre} = \frac{I}{L}$$

Avec :

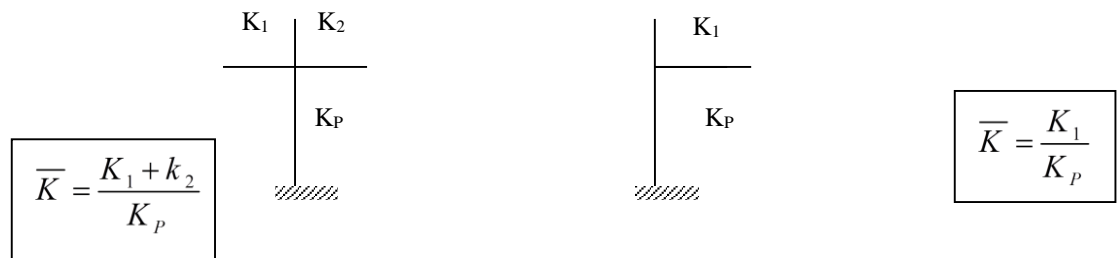
$I$  : Inertie de l'élément considéré.

$h_e$  : Hauteur de poteau considéré.

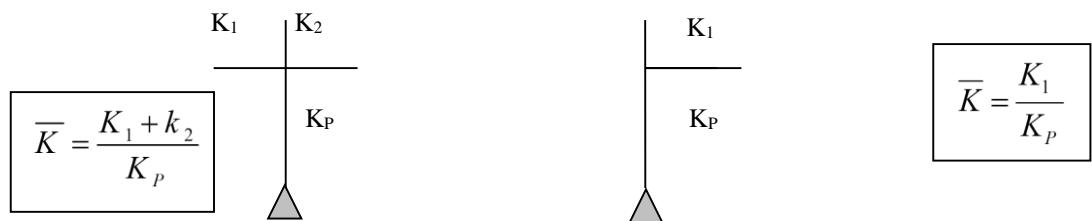
$L$  : Portée entre nue de la poutre considérée.

**b) Calcul des coefficients "  $\bar{K}$  " relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux:**

**- Premier niveau**

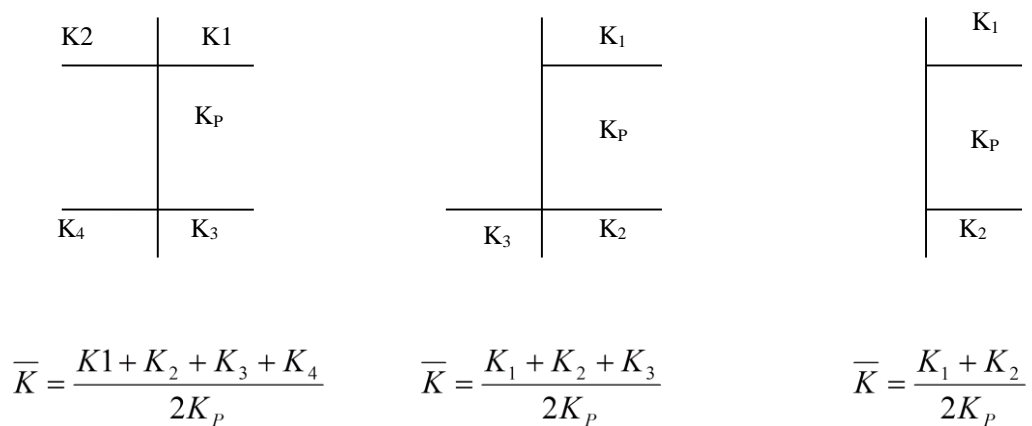


**Fig.IV.3.** Poteau encastré à la base.



**Fig.IV.4..** Poteau articulé à la base

**-Étages courants :**



**Figure IV.5.** Poteau d'étage courant.

c) Calcul des coefficients correcteurs « $a_p$ »:

- premier niveau (cas du poteau encasté) :

$$a_p = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + k}$$

- étage courant :

$$a_p = \frac{\bar{K}}{2 + K}$$

Calcule des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux

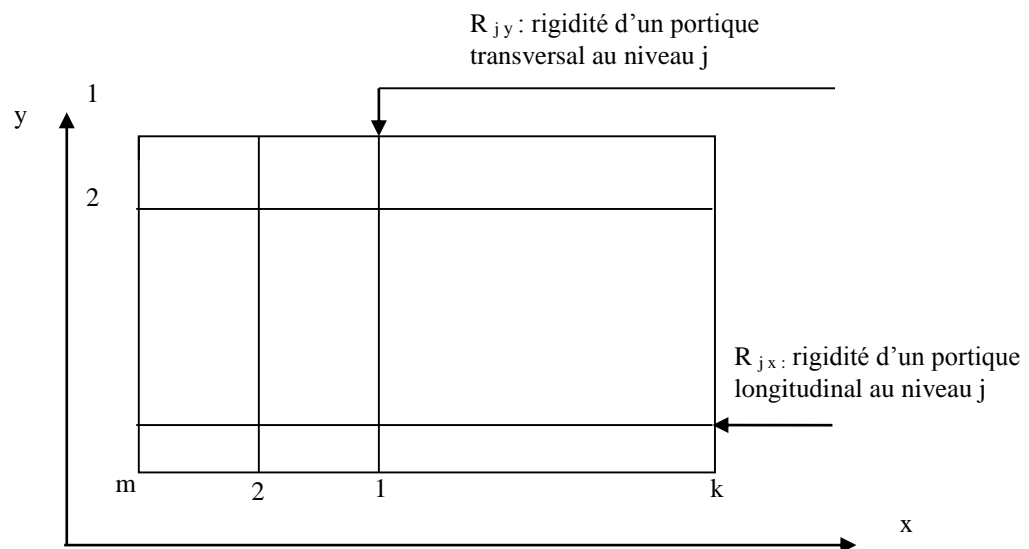


Figure IV.6. Vue en plan de l'étage j

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^{i=k} a_{Pi} \frac{12EI_i}{h_j^3}$$

$I_i$  : Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" «Parallèle à l'axe "y".

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^{i=m} a_{Pi} \frac{12EI_i}{h_j^3}$$

$I_i$  : Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "x".

**Tableau IV.6.** Rigidités des Portiques secondaires longitudinaux de chaque niveau(OX) .

NIVEAU	RIGIDITE (daN/m)
<b>6 Etage</b>	7,36E+07
<b>5 Etage</b>	7,36E+07
<b>4 Etage</b>	7,36E+07
<b>3 Etage</b>	7,36E+07
<b>2 Etage</b>	7,36E+07
<b>1 Etage</b>	7,36E+07
<b>R.D.C</b>	7,36E+07

**Tableau IV.7.** Rigidités des Portiques principaux transversaux de chaque niveau (OY)

NIVEAU	RIGIDITE (daN/m)
<b>6 Etage</b>	3,81E+06
<b>5 Etage</b>	3,81E+06
<b>4 Etage</b>	3,81E+06
<b>3 Etage</b>	3,81E+06
<b>2 Etage</b>	3,81E+06
<b>1 Etage</b>	3,81E+06
<b>R.D.C</b>	5,78E+06

**d) Calcule du Centre de torsion :****Tableau IV.8.** L'ordonnée  $Y_c$  du centre de torsion niveau RDC

Portique	Rjx(KN/m)	Yi	Rjx.Yi
<b>A</b>	5.56E+04	0.15	8.34E+03
<b>B</b>	5.56E+04	6.65	3.70E+05
<b>C</b>	5.56E+04	11.15	6.20E+05
<b>D</b>	3.63E+04	15.65	5.68E+05
<b>E</b>	3.63E+04	20.15	7.31E+05
<b>F</b>	3.63E+04	24.65	8.95E+05
$\Sigma Rjx$	2.76E+05	$\Sigma Rjx.Yi$	3.19E+06
<b>Yc (m)</b>	11.577		

**Tableau IV.9.** L'abscisse  $X_c$  du centre de torsion niveau RDC

NIVEAU	PORTIQUE	Ri (KN/m)	Yi (m)	Ri.Yi
	A	1,85E+06	0,2	3,71E+05
RDC	B	2,15E+06	4,2	9,03E+06
	C	1,78E+06	8,85	1,57E+07
<b>Yc =</b>	<b>4,34E+00</b>	5,78E+06	-	2,51E+07

**Tableau IV.10.** L'ordonnée  $Y_c$  du centre de torsion niveau étage

NIVEAU	PORTIQUE	Ri (KN/m)	Yi (m)	Ri.Yi
	A	1,21E+06	0,2	2,42E+05
ETAGE C.	B	1,47E+06	4,2	6,16E+06
	C	1,13E+06	8,85	1,00E+07
<b>Yc =</b>	<b>4,31E+00</b>	3,81E+06	-	1,64E+07

**Tableau IV.11.** L'abscisse  $X_c$  du centre de torsion niveau étage

<b>BLOC A : CENTRE DE TORSION (Ct) A CHAQUE ETAGE C.</b>				
NIVEAU	PORTIQUE	Ri (KN/m)	Xi (m)	Ri.Xi
ETAGE	1	1,09E+07	0,15	1,64E+06
	2	1,36E+07	3,5	4,77E+07
	3	1,42E+07	9	1,28E+08
	4	1,42E+07	11,9	1,69E+08
	5	1,36E+07	17,4	2,37E+08
	6	1,09E+07	20,75	2,26E+08
<b>Xc =</b>	<b>1,05E+01</b>	7,75E+07	-	8,10E+08

### IV.3. Calcul de l'excentricité :

#### IV.3.1. Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes

$$e_x = |X_G - X_C| \quad \text{et} \quad e_y = |Y_G - Y_C|$$

**Tableau IV.12.** Excentricité théorique.

<b>BLOC (A)</b>						En (m)	
<b>Niveau</b>	<b>Xg</b>	<b>Yg</b>	<b>Xt</b>	<b>Yt</b>	<b>ex</b>	<b>ey</b>	
<b>6</b>	11,3419	5,04702	<b>10,5</b>	<b>4,31</b>	<b>0,84194</b>	<b>0,73701</b>	
<b>5</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,31	0,02749	0,35623	
<b>4</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,31	0,02749	0,35623	
<b>3</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,31	0,02749	0,35623	
<b>2</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,31	0,02749	0,35623	
<b>1</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,31	0,02749	0,35623	
<b>RDC</b>	10,5275	4,66623	10,5	4,34	0,02749	0,35623	
<b>e (Max)</b>					<b>0,84194</b>	<b>0,73701</b>	

**IV.3.2. Excentricité accidentelle :**

Cette excentricité accidentelle sera déterminée selon l'article 4.2.7 du RPA 99 qui préconise que pour toutes les structures comportant des planchers dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs. -5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

**Tableau IV.13.** Excentricité accidentelle.

		<b>Accidentelle</b>		<b>théorique</b>		<b>Adoptée</b>	
<b>Lx</b>	<b>Ly</b>	<b>ex</b>	<b>Ey</b>	<b>ex</b>	<b>ey</b>	<b>ex</b>	<b>ey</b>
20.9	9.15	1.045	0.4575	0.84194	0,73701	<b>1.045</b>	<b>0.73701</b>

**IV.4. Rigidité à la torsion  $R_j(\theta)$  a l'étage (j) :**

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jt} (x_t)^2 + \sum_{\ell=1}^k R_{j\ell} (y_\ell)^2$$

Avec :

$R_{j\theta}$  : rigidité à la torsion de l'étage (j).

$x_t$  : distance d'un portique transversal à l'axe (Cy).

$y_\ell$  : distance d'un portique longitudinal à l'axe (Cx).



**Tableau IV.14.** Rigidité à la torsion R ( $\theta$ ) au RDC

NIVEAU	SENS (X)	Rij	Yij	Rij . (Yij) <sup>2</sup>	SOM		
					(Rij.Yij <sup>2</sup> )	Rj(Theta)	
RDC	1	2,18E+07	0,2	8,72E+05		5,62E+06	
	2	2,18E+07	0,2	8,72E+05	5,23E+06		
	3	2,18E+07	0,2	8,72E+05			
	4	2,18E+07	0,2	8,72E+05			
	5	2,18E+07	0,2	8,72E+05			
	6	2,18E+07	0,2	8,72E+05			
	SENS (Y)	Rij	Xij	Rij . (Xij) <sup>2</sup>	SOM (Rij.Xij <sup>2</sup> )		
	A	5,78E+06	0,15	1,30E+05			
	B	5,78E+06	0,15	1,30E+05	3,90E+05		
	C	5,78E+06	0,15	1,30E+05			

**Tableau IV.15.** Rigidité à la torsion R ( $\theta$ ) a l'étage courant.

NIVEAU	SENS (X)	Rij	Yij	Rij . (Yij) <sup>2</sup>	SOM	
					(Rij.Yij <sup>2</sup> )	Rj(Theta)
	1	7,75E+07	0,2	3,10E+06	1,86E+07	1,89E+07
	2	7,75E+07	0,2	3,10E+06		
	3	7,75E+07	0,2	3,10E+06		
	4	7,75E+07	0,2	3,10E+06		
2 Etage	5	7,75E+07	0,2	3,10E+06		
	6	7,75E+07	0,2	3,10E+06		
	SENS (Y)	Rij	Xij	Rij . (Xij) <sup>2</sup>	SOM (Rij.Xij <sup>2</sup> )	
	A	3,81E+06	0,15	8,58E+04		
	B	3,81E+06	0,15	8,58E+04	2,57E+05	
	C	3,81E+06	0,15	8,58E+04		

### **V.1 Objective de l'étude sismique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée

### **V.2 Modélisation mathématique :**

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible les caractéristiques intrinsèques de la structure (masse et rigidité de tous les éléments de la structure).

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs périodes propres associées. Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel SAP2000.

Deux types de modélisation peuvent être envisagés :

- Modélisation par éléments finis
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes

### **V.3 Représentation des éléments non structuraux :**

D'une manière générale, les éléments non structuraux sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage : éléments de remplissages, divers équipements....

Pour l'analyse dynamique, il y a lieu d'apprécier leur influence sur la réponse de la structure :

- Augmentation de la raideur due aux panneaux de remplissage
- Amplification des réactions d'appui des équipements due à leur réponse propre.

**V.4 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 accélérogramme

**V.4.1 Méthode statique équivalente :****a) 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

**b) Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** tous groupes
- **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 17m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

– **Zone IIb et III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### **V.4.2 Méthode dynamique spectrale :**

##### **a) Conditions d'application de la 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 applicable.

- Hypothèses de calcul.
  - Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
  - Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
  - Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

##### **b) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale.

### **V.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003**

#### **V.5.1 Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0: sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya Skikda donc en zone II<sub>a</sub>.

### V.5.2 Classification de l'ouvrage selon son importance

Le bâtiment étudié à usage de d'habitation selon (RPA 2003) chapitre 3artici 3.2

Le bâtiment est dans le groupe 2B

### V.5.3 Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est dans un site rocheux S1

### V.6 Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- WT : poids total de la structure.

#### ➤ *Détermination des coefficients :*

❖ *Coefficient d'accélération de zone (A) :* donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 2et zone sismique II<sub>a</sub> ⇒ A = 0.15

❖ *Coefficient de comportement global de la structure (R) :*

Portique contreventé par des voiles ⇒ R = 4 .

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)** : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

•  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site ferme ( $S_2$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.4s$ .

•  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\Rightarrow \xi = 7\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 > 0.7$ .

•  $T$  : la période fondamentale de la structure:

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} (4.6).$$

-  $h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau:  $h_N = 22.16m$ .

-  $C_T$ : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$\Rightarrow C_T = 0.050$ .

$\Rightarrow T = 0.050(22.16)^{\frac{3}{4}} = 0.51s$ .

Et comme " $C_T$ " le cas  $n^0=03$  dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} (4.7).$$

où " $D$ " est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 18.70m \Rightarrow T_x = 0.4612 s.$$

$$D_y = 9.65m \Rightarrow T_y = 0.6420 s.$$

Dans ce cas de figure il ya lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs .

Donc on prend :  $T_x = 0.4489s$  et  $T_y = 0.4351s$ .

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T_x = 0.4612 < 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.65$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T_y = 0.6420s < 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.32$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau V.1 :** facteur de qualité.

<i>Critère q</i>	<i>P<sub>qx</sub></i>	<i>P<sub>qy</sub></i>
<i>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>2. Redondance en plan</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>3. Régularité en plan</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>4. Régularité en élévation</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>5. Contrôle de la qualité des matériaux</i>	<i>0.05</i>	<i>0.05</i>
<i>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	<i>0.1</i>	<i>0.1</i>
<b>Q</b>	<b>1.15</b>	<b>1.25</b>

$$Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1.25$$

❖ **Poids total de la structure : ( $W_T$ )**

$W_T$  : est égale à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} .$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0,20[\text{tab (4.5) RPA99}]$$

**TableauV.2** : poids de la structure.

<i>Niveau</i>	<i>Elément</i>	<i><math>W_G</math> (Kn)</i>	<i><math>W_{Gi}</math> (Kn) &amp; <math>W_{Qi}</math> (Kn)</i>
<i>Terrasse</i>	<i>L'acrotère.....</i>	<i>163.29</i>	<i><math>W_G = 2090.01</math> <math>W_Q = 180.455</math></i>
	<i>Plancher terrasse.....</i>	<i>1225.28</i>	
	<i>Poutres principale.....</i>	<i>173.7</i>	
	<i>Poutres secondaire.....</i>	<i>147.27</i>	
	<i>Poteaux.....</i>	<i>165.24</i>	
	<i>Voile.....</i>	<i>215.23</i>	
<i>Etage courant</i>	<i>Plancher étage.....</i>	<i>963.62</i>	<i><math>W_G = 1766.52</math> <math>W_Q = 270.68</math></i>
	<i>Poutres principale.....</i>	<i>173.7</i>	
	<i>Poutres secondaire.....</i>	<i>147.27</i>	
	<i>Poteaux.....</i>	<i>165.24</i>	
	<i>Voile.....</i>	<i>215.29</i>	
	<i>Escalier.....</i>	<i>101.4</i>	
	<i>Plancher étage.....</i>	<i>963.62</i>	<i><math>W_G = 1766.52</math></i>
	<i>Poutres principale.....</i>	<i>173.7</i>	
	<i>Poutres secondaire.....</i>	<i>147.27</i>	



<i>RDC</i>	<i>Poteaux.....</i>	<i>165.24</i>	<i>W<sub>Q</sub> = 270.68</i>
	<i>Voile.....</i>	<i>215.29</i>	
	<i>Escalier.....</i>	<i>101.04</i>	
<i>Vide sanitaire</i>	<i>Plancher étage.....</i>	<i>963.62</i>	<i>W<sub>G</sub> = 1540.12</i> <i>W<sub>Q</sub> = 270.68</i>
	<i>Poutres principale.....</i>	<i>173.7</i>	
	<i>Poutres secondaire.....</i>	<i>147.27</i>	
	<i>Poteaux.....</i>	<i>82.62</i>	
	<i>Voile.....</i>	<i>122.39</i>	
	<i>Escalier.....</i>	<i>50.52</i>	

**Le poids total de la structure :**

$$W_T = (12462.93) + 0.2 (1804.535) = 12823.83$$

➤ **La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :**

$$V_x = \frac{AD_x Q}{R} W_T = \frac{0,15(1.65)(1)}{4} 12462.93 = 771.14 \text{ kN.}$$

$$V_y = \frac{AD_y Q}{R} W_T = \frac{0.15(1.32)(1.1)}{4} 12462.93 = 678.60 \text{ kN.}$$

### V.7 Présentation du logiciel SAP2000 :

**SAP2000** : est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes

**Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc.

Berkeley, Californie. USA.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales SAP2000 sont :

- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes
- SAP2000 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

### V.7.1 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, 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.

### V.7.2 Analyse et conception structurales

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en Utilisant **SAP2000** :

- Créez ou modifiez un modèle qui définit numériquement la géométrie, les propriétés, le chargement, et les paramètres d'analyse pour la structure.
- Exécutez une analyse du modèle.
- Passez en revue les résultats de l'analyse.

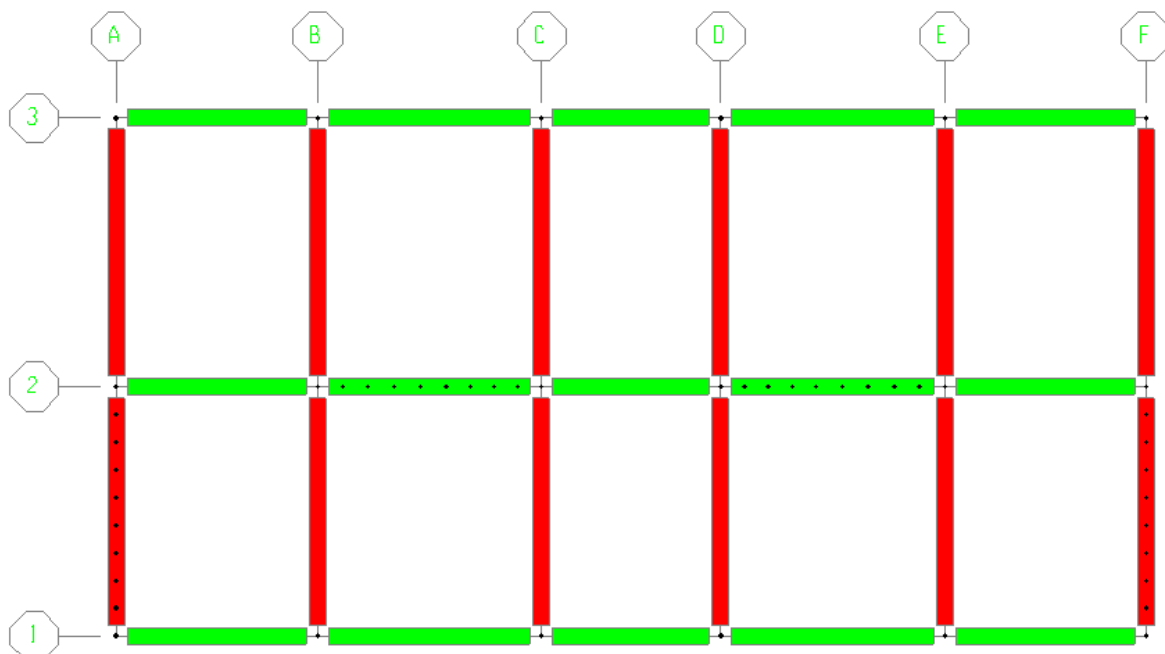
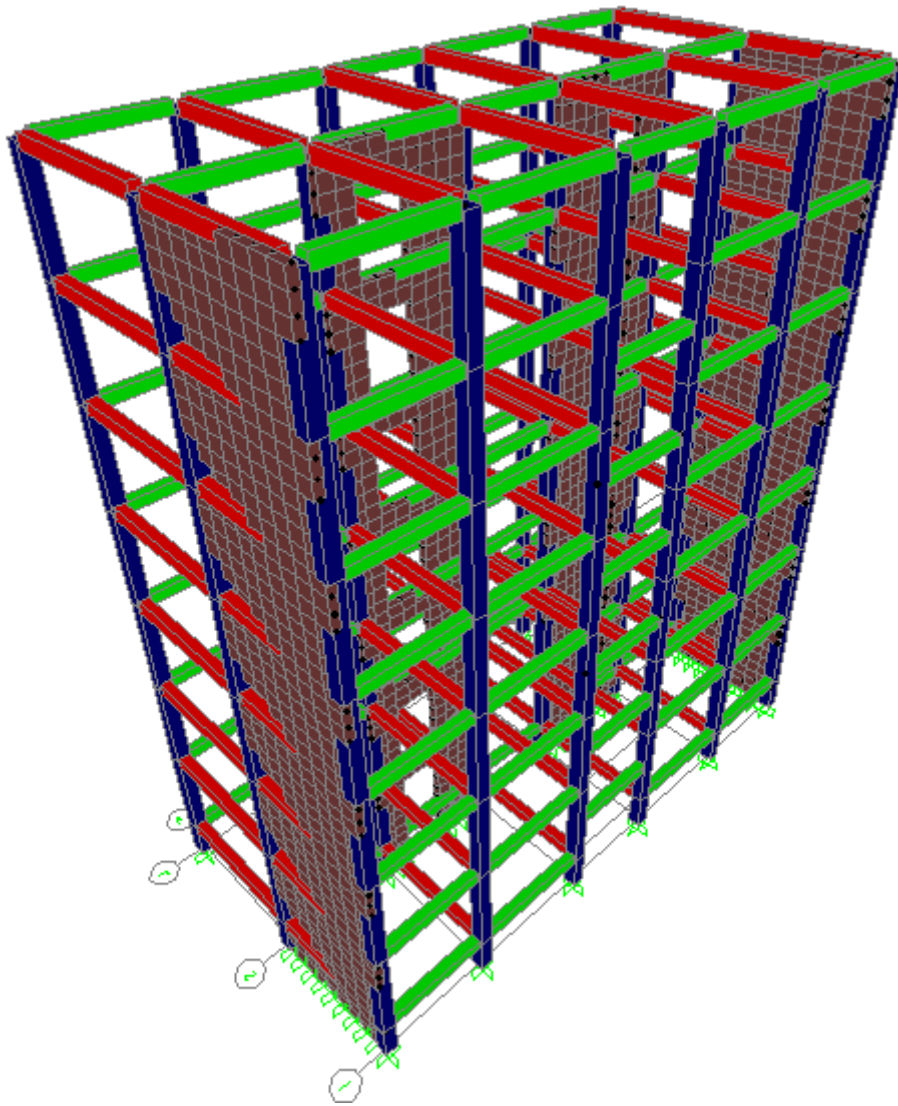


Fig V.1 : vue 2D.



**Fig V.2 :** vue 3D.

**V.8 Facteur de participation massique :****Tableau V.3 :** participation nodal massique .

Mode	Période	a (xx)	a (yy)	$\Sigma a$ (xx)	$\Sigma a$ (yy)	
1	1,289649	0,71386	1,234E-18	0,71386	1,234E-18	Translation
2	0,922065	1,117E-19	0,63485	0,71386	0,63485	Translation
3	0,713402	0,00007699	2,42E-14	0,71394	0,63485	Rotation
4	0,379178	0,11529	1,538E-17	0,82923	0,63485	
5	0,196003	1,89E-16	0,19018	0,82923	0,82504	
6	0,187407	0,04872	2,987E-18	0,87794	0,82504	
7	0,15137	0,000002875	1,189E-12	0,87795	0,82504	
8	0,141254	3,977E-18	0,00016	0,87795	0,8252	
9	0,13532	0,00001239	4,863E-14	0,87796	0,8252	
10	0,128708	2,268E-17	0,000005206	0,87796	0,82521	
11	0,12745	2,171E-16	0,00012	0,87796	0,82533	
12	0,123302	4,784E-07	3,884E-16	0,87796	0,82533	
13	0,115946	5,43E-15	0,000005728	0,87796	0,82533	
14	0,113358	0,00572	1,188E-13	0,88368	0,82533	
15	0,113254	0,0211	5,89E-14	0,90478	0,82533	
16	0,107589	5,64E-12	0,00001045	0,90478	0,82534	
17	0,105993	0,00002929	1,837E-14	0,90481	0,82534	
18	0,104787	0,00051	1,325E-15	0,90532	0,82534	
19	0,102119	1,513E-15	0,00005334	0,90532	0,82539	
20	0,101879	0,00008546	3,467E-15	0,90541	0,82539	
21	0,085137	1,337E-15	0,06637	0,90541	0,89176	
22	0,08184	5,808E-12	0,00006744	0,90541	0,89183	
23	0,079636	0,00374	1,773E-13	0,90915	0,89183	
24	0,077938	2,189E-13	0,00012	0,90915	0,89196	
25	0,077893	0,00024	7,454E-13	0,90939	0,89196	
26	0,076488	0,01277	4,166E-15	0,92216	0,89196	
27	0,065775	0,000009407	1,318E-11	0,92217	0,89196	
28	0,061162	0,00154	4,246E-16	0,92371	0,89196	
29	0,059194	8,325E-19	0,000002318	0,92371	0,89196	
30	0,058391	0,01019	3,665E-14	0,9339	0,89196	
31	0,056738	0,000003333	5,404E-14	0,93391	0,89196	
32	0,054876	3,27E-16	0,00073	0,93391	0,89268	
33	0,054283	0,00016	1,99E-12	0,93407	0,89268	
34	0,053845	3,704E-15	0,02604	0,93407	0,91873	
35	0,052767	1,619E-07	9,67E-14	0,93407	0,91873	
36	0,050273	1,162E-13	0,000003022	0,93407	0,91873	

**V.9 Déplacements de chaque diaphragme:****Tableau V.4 :** déplacements et efforts tranchement .

Story	UX	UY	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
STORY1	0.0003	0.0001	493.39	688.64
STORY2	0.0035	0.0014	453.09	633.14
STORY3	0.008	0.0037	370.09	590.09
STORY4	0.012	0.0065	310.11	503.4
STORY5	0.017	0.0098	283.2	463.49
STORY6	0.021	0.013	245.5	405.5
STORY7	0.024	0.016	190.03	395.6
STORY8	0.027	0.020	145	366.8

**V.10 Vérifications réglementaires****V.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base:**

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.

**Tableau V.5 :** force sismique a la base.

	<b>0,8V statique (KN)</b>	<b>V dynamique (KN)</b>	
Suivant X	771.14	493.39	Condition non vérifiée
Suivant Y	679.60	688.64	Condition vérifiée

La condition  $0.8V/V_t$  n'est pas vérifiée selon (xx) il faudra augmenter tous la réponse (forces Déplacement, moments ....) Dans le rapport.

**Tableau V.6 :** coefficient de correction.

	<b>X</b>	<b>Y</b>
Méthode modale dynamique spectrale	493.39	688.64
Méthode statique équivalente	771.14	678.60
Rapport	0.64	1.01
Coefficient de correction	1.25	/

**V.10.2 Vérification des déplacements:**

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$  avec

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**Tableau V.7** : vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\Delta_k(m)}$
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	
1	0,0003	0,0012	0,0012	0,0001	0,0004	0,0004	0,0306
2	0,0035	0,014	0,0128	0,0014	0,0056	0,0052	0,0306
3	0,008	0,032	0,018	0,0037	0,0148	0,0092	0,0306
4	0,012	0,048	0,016	0,0065	0,026	0,0112	0,0306
5	0,017	0,068	0,02	0,0098	0,0392	0,0132	0,0306
6	0,021	0,084	0,016	0,013	0,052	0,0128	0,0306
7	0,024	0,096	0,012	0,016	0,064	0,012	0,0306
8	0,027	0,108	0,012	0,020	0,08	0,016	0,0306

« R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Justification vis à vis de l'effet P-Δ**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (P_k \Delta_k) / (V_k h_k) \leq 0.10$$

-  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du

niveau « k » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

-  $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k».

- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Si  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

*Dans le sens x :*

**Tableau V.8 :** vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens x.

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
<b>8</b>	2126,101	0,012	145	3,06	0,057501
<b>7</b>	3946,75	0,012	190,03	3,06	0,081447
<b>6</b>	5767,413	0,0016	245,5	3,06	0,012284
<b>5</b>	7588,069	0,002	283,2	3,06	0,017512
<b>4</b>	9408,725	0,0016	310,11	3,06	0,015864
<b>3</b>	11229,38	0,0018	370,09	3,06	0,017848
<b>2</b>	13050,04	0,00128	453,09	3,06	0,012048
<b>1</b>	14644,29	0,0012	493,39	1,59	0,022401

*Dans le sens y:*

**Tableau V.9 :** vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens y.

Niveau	$P_k$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$h_k$	$\theta$
<b>8</b>	2126,101	0,016	366,8	3,06	0,030308
<b>7</b>	3946,75	0,012	395,6	3,06	0,039124
<b>6</b>	5767,413	0,0128	405,5	3,06	0,059495
<b>5</b>	7588,069	0,0132	463,49	3,06	0,070623
<b>4</b>	9408,725	0,0112	503,4	3,06	0,068409
<b>3</b>	11229,38	0,0092	590,09	3,06	0,057214
<b>2</b>	13050,04	0,0052	633,14	3,06	0,035026
<b>1</b>	14644,29	0,0004	688,64	1,59	0,00535

*Donc  $\theta < 0,1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.*

**VI.1 Ferrailage des poteaux :****VI.1.1 La flexion composée :****a) Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant, donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens, Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$- N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$- N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$- M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

Avec :

$N_{\max}$  : effort normal maximum

$N_{\min}$  : effort normal minimum

$M_{\max}$  : moment maximum

- **Les combinaisons de calcul :**

- ✓ E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$                       Selon    CBA93

- ✓ Accidentels :  $G + Q \pm 1.2E$                       Selon    RPA99

- ✓ Accidentels :  $0.8 G \pm E$                       Selon    RPA99

- **Recommandations des règles parasismiques algériennes RPA99 :**

- **Ferrailage minimal et maximal d'après RPA99/Version2003 :**

- Le pourcentage minimale de l'acier sera de :                      0.8% en zone IIa.

- Le pourcentage maximal de l'acier sera de :                      4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h \cdot f_e}$$



Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

Effort tranchant; il est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

$t$  : Est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \Rightarrow \text{En zone I et II}$$

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{En zone III}$$

- **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \Rightarrow \text{En zone I et II}$$

$$t' \leq \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \Rightarrow \text{En zone III}$$

Où :  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\%$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : Est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des

poteaux. Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd \leq \tau_{bu} = \rho_a f_{c28}$$

• **Calcul le ferrailage**

$$M_{\max} = 40.45 \text{ KN.m} \quad N_{\text{correspondant}} = -570.895 \text{ KN} \quad (G+Q+1.2E)$$

$$N_{\max} = 1158.88 \text{ KN.m} \quad M_{\text{correspondant}} = 5.33 \text{ KN.m} \quad (1.35G+1.5Q)$$

$$N_{\min} = 12 \text{ KN.m} \quad M_{\text{correspondant}} = 2.31 \text{ KN.m} \quad (0.8G+E)$$

IL faut prendre le cas qui correspond à l'excentricité maximal

➤ **Ferrailage longitudinal :(G+Q+1.2E)**

$$M_{\max} = 40.45 \text{ KN} \quad N_{\text{corres}} = 570.895 \text{ KN.m}$$

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A-4-4 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + ea + e_2$$

$$e_1 = MGu / Nu = 0.07 \text{ m.}$$

- $ea = \text{Max} (2 \text{ cm} ; l / 250) = 0,02 \text{ m.}$

- $e_2 = (3 lf^2 / 10000 h). (2 + \alpha\Phi)$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,5 \text{ si } M_i = 0 \\ \Phi = 2 \end{array} \right\} \Rightarrow e_2 = 0,0103 \text{ m.}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + ea + e_2 = 0,07 + 0,02 + 0,0103 = 0,1 \text{ m.}$$

- **Calcul la longueur de flambement :**

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$L_f = 0.7 \times 3 = 2.142 \text{ m}$$

- **Calcul de l'élanement :**

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec } I = \frac{bh^3}{12}; \quad B = b \times h$$

$$i = 0.866$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.866} = 2.47 < 50$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{L_f}{h} < \max \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad 5.31 < 15 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- ✓ **1<sup>er</sup> Méthode :**

$$A = (0.337h - 0.81c')bf_{bc} = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 18.48 = 291.74 \text{KN.m}$$

$$B = Nu(d - c') - Mu = 571.895 \times (0.37 - 0.03) - 40.45 = 153.99 \text{KN.m}$$

$$A = 291.74 \text{KN.m}$$

$$B = 153.99 \text{KN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{SPC}$$

- ✓ **2<sup>ème</sup> Méthode :**

On détermine donc le rapport réel  $\psi_1 = N_u / (b h f_{bc})$ , et si  $\psi_1 < 0.81$ , on en déduit  $e_{nc}$  à l'aide du graphe.

$$e_{NC} = ?$$

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{570 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.4 \times 18.48} = 0.19 \leq 0.81 \Rightarrow e_{nc} = 0.0662 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 0.1 \text{ m} > e_{nc} = 0.0662 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + Nu \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 40.45 + 570.895 \times (0.37 - 0.20) = 137.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{137.50 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.135$$

$$\mu < 0,186: \text{ Domaine 1} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.79$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left( \frac{M_{ua}}{z} - Nu \right) = \frac{1}{400} \left( \frac{137.50 \times 10^{-3}}{0.25} - 570.895 \times 10^{-3} \right) = 0.52 \text{ cm}^2 < 0. \Rightarrow A_s = 0$$

Le ferrailage maximal donné par les RPA/Version2003

4% en zone courante:  $A_s = 96 \text{ cm}^2$ .

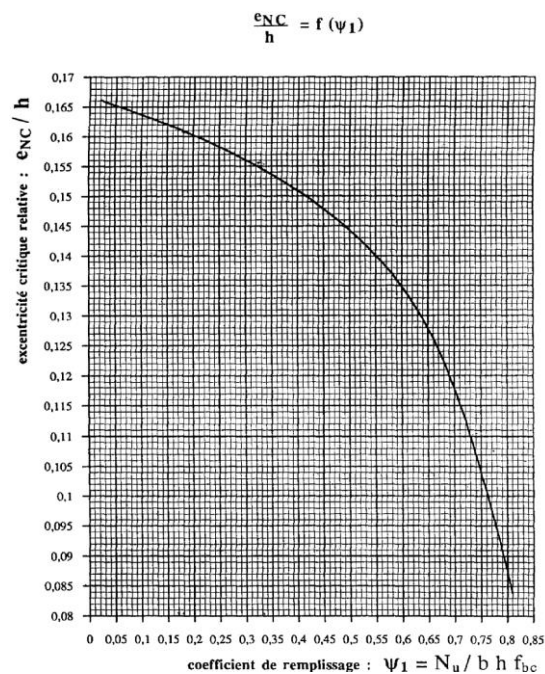
6% en zone de recouvrement :  $A_s = 144 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage minimum donné par le RPA/Version2003.

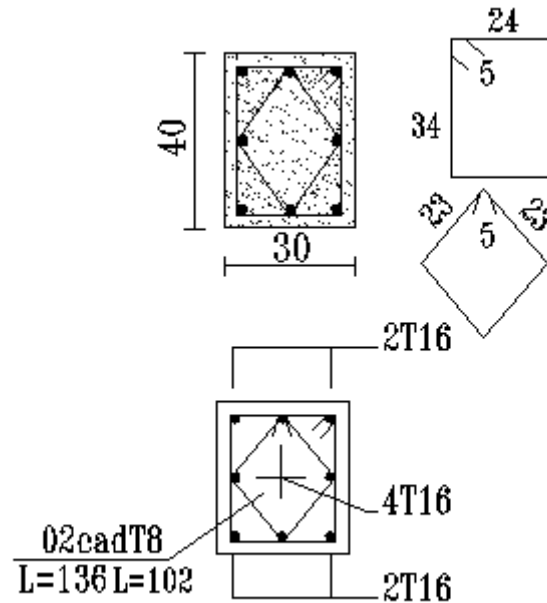
$$A_{\min} = 0.9\% b.h = 14.4 \text{ cm}^2$$

La section considérée est celui de RPA99/Version2003

Soit : **8HA16 = 14.4 cm<sup>2</sup>**



**Fig VI.1: diagramme d'excentricité critique**



**Fig.VI.2 :** Ferrailage des poteaux

## VI.2 Étude des éléments porteurs :

### VI.2.1 Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude ; Vue le rôle important qui joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «SAP2000 »

- **Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$  tel que :

- $A_{calcul}$ : section d'armature calculée en flexion simple.
- $A_{CNF}$  : Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_e$
- $A_{RPA}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage 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.

- **Poutres principales et secondaires :**

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable)

- **Combinaisons :**

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA (1,35G+1,5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.

- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0,8G ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Cas des contraintes :

Tableau VI.1 : tableau de la contrainte.

Cas des contraintes				
Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

- Calcul de ferrailage :
- Poutres principales (30, 40) :
- Ferrailage longitudinal

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée (poutre d'étage).

- Calcul des armatures longitudinales :
- En travée : Combinaison utilisée : 1.35G+1.5Q.

Tableau VI.2 : Calcul des armatures longitudinales

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.37	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation:	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	40.13	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 40.13 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 14.2) = 0,06$$

$$\mu = 0,06 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0,06 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,077 \\ \beta = 0,969. \end{cases}$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 40.13 \times 10^3 / (0.969 \times 37 \times 348) = 3.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{3HA12}.$$

- **En appuis :**

-**Nappe inférieure :**

Combinaison utilisée : 0.8G + E.

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) =$$

$$\mu = 0,038 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

**Tableau VI.3 :** Calcul des moments réduits

Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.37	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	f <sub>e</sub> =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f <sub>c28</sub> =	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime	M <sub>u</sub> =	22.64	KN.m
	Moment réduit ultime	μ <sub>l</sub> =	0.392	



$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 22.64 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 18.5) = 0.03$$

$$\mu = 0.03 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.038 \\ \beta = 0.985 \end{cases}$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 22.64 \times 10^3 / (0.985 \times 37 \times 400) = 1.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{3HA12}$$

**Nappe supérieure :** Combinaison utilisée : 1.35G+1.5Q

**Tableau VI.4 :** Ferrailage longitudinal

Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.37	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	f <sub>e</sub> =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f <sub>c28</sub> =	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à :	M <sub>u</sub> =	81.97	KN.m
	Moment réduit ultime	μ <sub>l</sub> =	0.392	

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 81.97 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 18.5) = 0.108$$

$$\mu = 0.108 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0.108 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.148 \\ \beta = 0.943 \end{cases}$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 81.97 \times 10^3 / (0.943 \times 37 \times 400) = 5.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ théorique}} = 5.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12$$

- **Vérifications :**

- ✓ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{\max} = 48 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{\max} = 72 \text{ cm}^2)$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\text{CNF}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{ij} / f_e = 1.34 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires (30 ,35) :**

- **Ferraillage longitudinal :**

➤ **En travée :** Combinaison utilisée : 1,35G+1,5Q

**Tableau VI.5 :** Ferraillage longitudinal

Données				
<b>Géométrie :</b>	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.32	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
<b>Matériau :</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitation:</b>	Moment ultime due à :	$M_u =$	18.0	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 40.13 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 14.2) = 0.042$$

$\mu = 0,042 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Pas d'aciers comprimés ( $A' = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu = 0,03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,053 \\ \beta = 0,979 \end{cases}$$

• **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 18 \times 10^3 / (0,979 \times 32 \times 348) = 1,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{3HA12.}$$

➤ *En appuis :*

*Nappe inférieure :* Combinaison utilisée : 0.8G + E

**Tableau VI.6 :** Détermination de la section théorique des aciers tendus

Données				
<b>Géométrie :</b>	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.32	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
<b>Matériau :</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitation :</b>	Moment ultime	$M_u =$	55.32	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

• **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 55,32 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 18,5) = 0,098$$

$\mu = 0,098 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Pas d'aciers comprimés ( $A' = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,129 \\ \beta = 0,979 \end{array} \right.$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow$$

$$\beta = 0.948$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 55.32 \times 10^3 / (0.948 \times 32 \times 348) = 5.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 5.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12.$$

**Nappe supérieure :** Combinaison utilisée : G+Q ±E

**Tableau VI.7 :** Détermination de la section théorique des aciers tendus

Données				
<b>Géométrie :</b>	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.32	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.03	m
<b>Matériau :</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitation:</b>	Moment ultime due à :	$M_u =$	70.49	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 70.49 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 18.5) = 0.124$$

$$\mu = 0.124 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés } (A' = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.166 \\ \beta = 0.934 \end{cases}$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 70.49 \times 10^3 / (0.934 \times 32 \times 348) = 6.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}12.$$

#### ✓ Vérifications

- *Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :*

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5,25 \text{ cm}^2$$

- *Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :*

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{\max} = 42 \text{ cm}^2)$$

6 % b h en zone de recouvrement ( $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ )

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{sl} > A_{CNF} = 0,23.b.d.f_{ij}/f_c = 1,15 \text{ cm}^2$ . Vérifiée

**Vérification :**

❖ **Poutres principales 30x40**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_{\text{umax}} / bd = 90,447 \times 10^{-3} / 0,3 \times 0,37 = 0,814 \text{ MPa.}$$

Armature droite :  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 0,814 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

**D'après le BAEL 91 :**

$$\phi_t \leq \text{Min} ( h/35 ; b/10 ; \phi_1 ) \text{ cm} = \text{Min} ( 11,42 ; 30 ; 12 )$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} ( h/4 ; 12\phi_1 )$$

$$S_t \leq \text{Min} ( 40/4 ; 12(1,2) ) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 20\text{ cm}$ .

Ça nous donne :  $S_t = 10\text{ cm} \rightarrow$  zone nodale :  $A_t \geq 0.3\% (10) (30) = 0.9\text{ cm}^2$ .

$S_t = 20\text{ cm} \rightarrow$  zone courante :  $A_t \geq 0.3\% (20) (30) = 1.8\text{ cm}^2$ .

On adopte  $4T8 = 2,01\text{ cm}^2$  avec un espacement dans :

- zone nodale  $S_t=10\text{cm}$
- Hors zone nodal  $S_t=20\text{cm}$ .

✓ **Vérification des contraintes :**

**Tableau VI.8 :** Vérification des contraintes.

<b>Données</b>				
<b>Matériaux :</b>	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	3, 39	cm <sup>2</sup>
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6 mm $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta$	1.6	
<b>Géométrie :</b>	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	40	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	37	cm

Moment service	$M_{ser}$	29.38 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 9.63\text{cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	47023.15cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	62.47 MN/m <sup>3</sup>
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	6.01MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	148.74 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	6.01 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	205.92 < 400 vérifiée

## ✓ Vérification de la flèche :

Tableau VI.9 : Vérification de la flèche

Données			
Hauteur totale de la poutre	h=	40	cm
Hauteur utile de la poutre	d=	37	cm
Longueur de la poutre	L=	4.80	m
Largeur de la poutre	b=	30	cm
Section d'acier tendue	A <sub>s</sub> =	3.39	cm <sup>2</sup>
Moment en travée	M <sub>t</sub> =	40.13	KN.m
Moment isostatique	M <sub>0</sub> =	57.32	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f <sub>e</sub> =	400	MPa

$h / L > 1 / 16$	0,083	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0,083	0,07	Vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.003	0.0105	Vérifiée

## ❖ Poutres secondaires (30 × 35) :

## Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_{u\max} / bd = 125.948 \times 10^{-3} / 0.3 \times 0.32 = 0.814 \text{ MPa.}$$

Armature droite :  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0.20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau VI.10** : Vérification de la contrainte de cisaillement

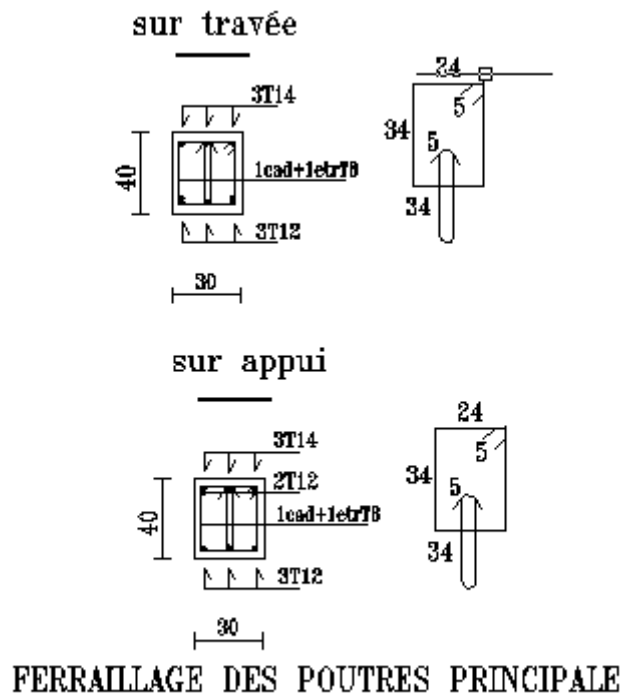
<b>Données</b>				
<b>Matériaux :</b>	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	3, 39	cm <sup>2</sup>
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6 mm $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta$	1.6	
<b>Géométrie :</b>	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	35	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	32	cm

<b>Vérification des contraintes</b>		
Moment service	$M_{ser}$	13.0 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 8.82\text{cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	34183.62cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	38.02 MN/m <sup>3</sup>
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3.35MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	132.19 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.35 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	132.19 < 400 vérifiée

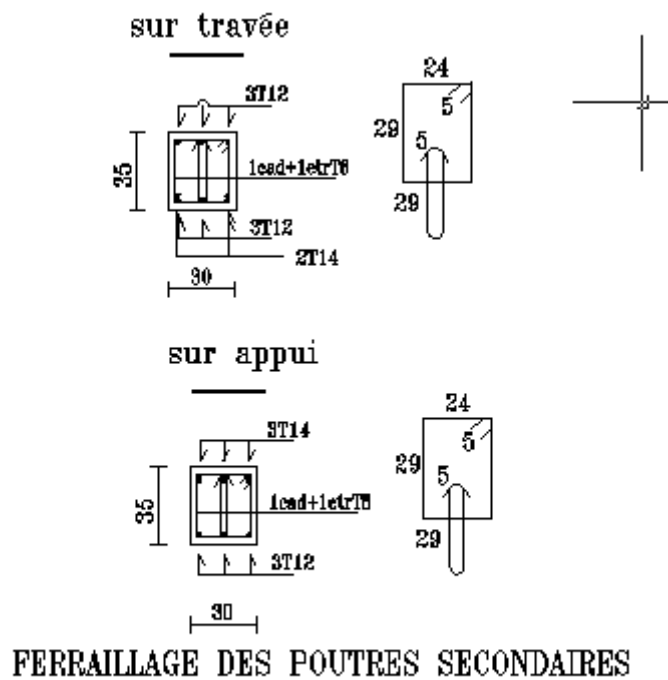
**Tableau.VI.11** : Vérification de la flèche

<b>Données</b>			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	35	cm
Hauteur utile de la poutre	$d =$	32	cm
Longueur de la poutre	$L =$	3,6	m
Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	3.39	cm <sup>2</sup>
Moment en travée	$M_t =$	18	KN.m
Moment isostatique	$M_0 =$	25.71	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
$h / L > 1 / 16$	0,097	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0,097	0.07	Vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0,0035	0.0105	Vérifiée





**Fig.VI.3** : ferrailage des poutres principales



**Fig.VI.4** : Ferrailage des poutres secondaires

### VI.3 Ferrailage des voiles

#### Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

#### VI.3.1. Ferrailage des trumeaux :

##### a)- Aciers Verticaux :

le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

-les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

-Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

-Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les armatures verticales sont déterminées suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

1-On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la **RDM**.

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

Avec :

- **A**: section du béton.
- **V, V'** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
- **I**: moment d'inertie du trumeau.

1. On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

**1<sup>ere</sup> cas** : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

**2<sup>eme</sup> cas** : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

**3<sup>eme</sup> cas** : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

**b)- Aciers Horizontaux :**

-les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

-Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**c)- Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1.1\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4V.$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

**Potelets :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales dont la section doit être supérieure ou égale à **4T10**

• **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par

« SAP2000 ».

- **Ferraillage minimale :**

Selon le **RPA99** / version **2003** :

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art7.7.4.1**).

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3**)
- En zone courante égale à **0.10%**.

- **Espacement : RPA99 (Art7.7.4.3)**

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs :

$$St \leq 1.5 e$$

$$St \leq 30\text{cm.}$$

### **VI.3.2.Vérification des contraintes :**

#### **VI.3.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.28f_{c28}$$

$$\bar{V}=1,4V.$$

#### **VI.3.2.2.Vérification de la contrainte de compression du béton:**

Selon les **règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art .2.3.3.**

La contrainte de compression admissible est :  $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$

La valeur de fraction  $\rho'_b$  est au plus égale a' la plus petite des 2 valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta. \end{array} \right.$$

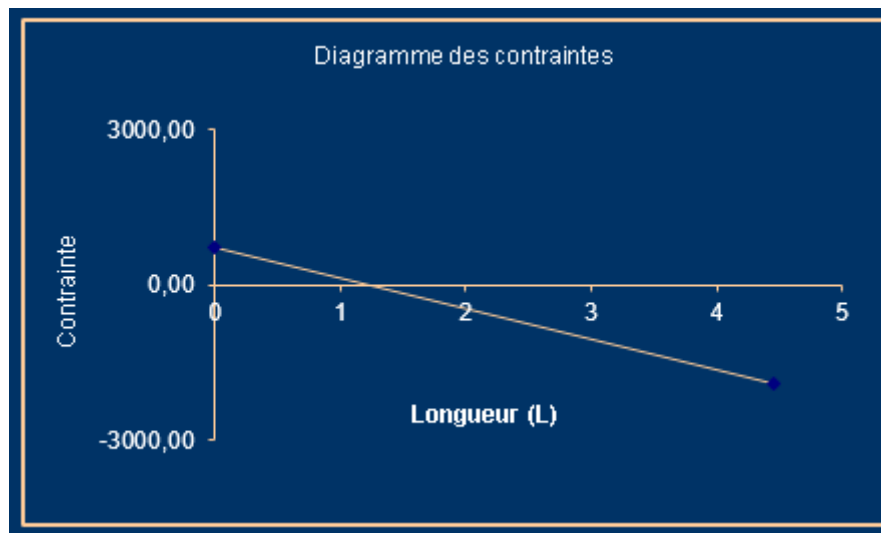
#### **VI.3.3.Vérifications à l'E.L.S :**

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{(B + 15A)} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6F_{c28}$$

- **B** : section du béton
- **A** : section d'armatures adoptée

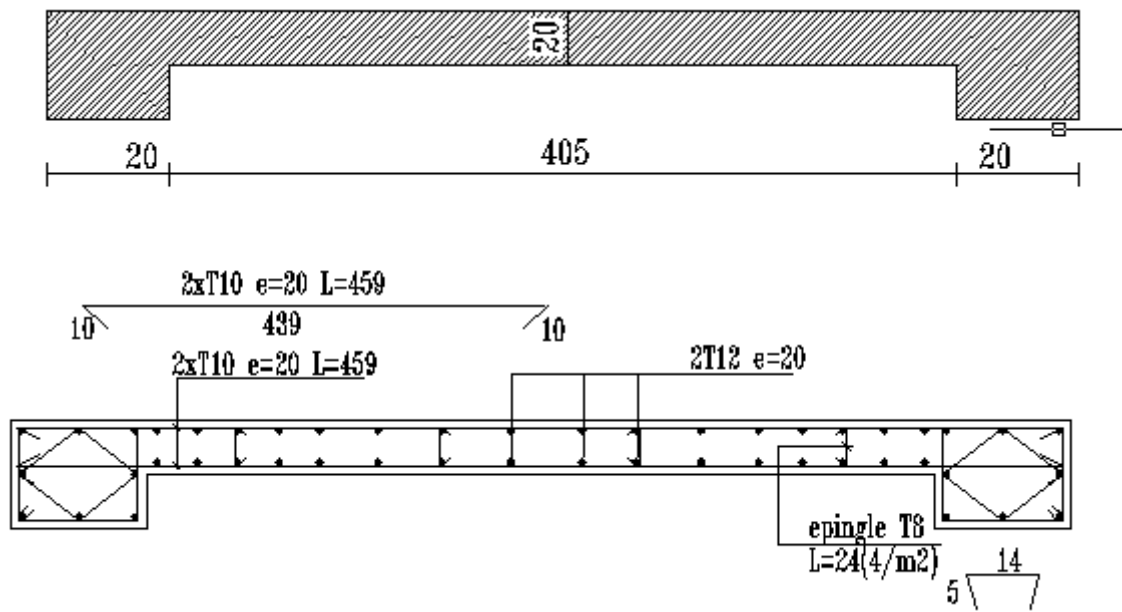
**Exemple de calcul : voile (P1)**

Données				
<b>Géométrie :</b>	Largeur du voile	b =	0.25	m
	Longueur du voile	L=	4.45	m
	Moment d'inertie	I =	1.835	m <sup>4</sup>
	Surface	A =	2.32	m <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>	Contrainte de l'acier utilisé	f <sub>e</sub> =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f <sub>c28</sub> =	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
<b>Sollicitations :</b>	Moment	M =	33.65	KN.m
	Effort normal	N=	98.52	KN
	Effort tranchant calculée	V =	37.01	KN
	Effort tranchant $\bar{V}=1,4 V$	$\bar{V}$ =	51.81	KN
Calcul des contraintes				
$\sigma 1 = N/A - M V / I$		$\sigma 1 =$	721	KN/m <sup>2</sup>
$\sigma 2 = N/A + M V' / I$		$\sigma 2 =$	-1888	KN/m <sup>2</sup>



Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C),

Volume des contraintes pour la zone tendue				
Volume des contraintes	$T = (\sigma_1 \times e \times lt)/2$		545.43	KN
Détermination de la section des aciers				
Section théorique d'acier de traction	$(T \times \gamma_s) / f$	A <sub>s</sub> =	10.31	cm <sup>2</sup>
Section des armatures de couture	$A_{vj} = 1,1 \times V / f_e$	A <sub>vj</sub> =	.1.01	cm <sup>2</sup>
Section des armatures de couture en zone tendue	$A_{vja} = A_{vj} \times lt / L$	A <sub>vja</sub> =	2,376	cm <sup>2</sup>
Section des armatures totale	$A = A_{vja} + A_s$	A =	8,513	cm <sup>2</sup>
Section minimale	$A_{min} = 0,2\% \times lt \times e$	A <sub>min</sub> =	3,401	cm <sup>2</sup>

**Fig.VI.5** : ferrailage voile

## Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

Le type et l'importance de la structure.

Les caractéristiques du sol.

La facilité de réalisation.

### VII.1.Etude du sol :



#### -Estimation de la contrainte admissible à partir des essais pénétrométriques:

Vu que les échantillons récupérés lors des sondages aucun essai de laboratoire n'était réalisable. Par manque d'informations sur les caractéristiques mécaniques des sols en place, l'estimation de la contrainte admissible à partir de l'interprétation des essais de pénétration dynamique est inévitable.

Vu le bon comportement du sol vis à vis de la pénétration dynamique, nous préconisons des fondations superficielles de types semelles filantes, ancrées à une profondeur  $D > 2.50$  m,

La contrainte admissible est estimée par la formule suivante :

$$Q_{adm} = R_p \times k$$

Avec :

$Q_{adm}$  : Contrainte admissible du sol (Bar)

$R_p$  : La plus petite résistance de pointe enregistrée entre la profondeur  $D$  d'ancrage et le refus ( $R_p = 72.66\text{Bar}$ ).

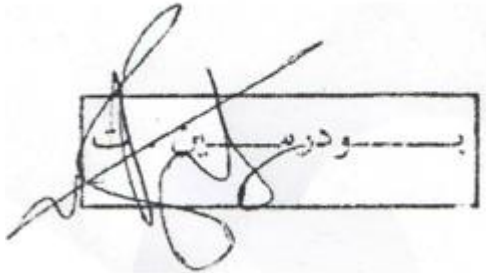
$K$  : Coefficient réducteur ( $k= 0.025$ )

AN :  $Q_{adm} = 72.66 \times 0,025 = 1.816$

$$Q_{adm} = 1.80\text{Bar}$$

Les conditions de sécurité vis à vis du poinçonnement et du tassement sont vérifiées.

INGENIEUR CHARGE D'ETUDE




LE DIRECTEUR

## VII.2.Calcul des fondations :

- **Choix du type de fondation :**

La fondation à réaliser doit être justifié par deux critères

- la stabilité totale de l'ouvrage.
- l'économie dans la réalisation.

Avec une contrainte admissible du sol d'assise égal à 1.8 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

Semelles filantes.

Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tell que :



La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $N = N_G + N_Q$

N: Effort normal dû aux charges verticales.

On a :  $N = 14024.059 \text{ KN}$

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{14024.059}{180} = 77.91 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles =  $77.91 \text{ m}^2$  ( $S_s$ ).

Surface total du bâtiment =  $185.28 \text{ m}^2$  ( $S_b$ ).

- **vérification:**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{77.91}{185.28} = 0.42$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 42\% < 50\%$$

Donc on adopte des semelles filantes.

Qu'est-ce que c'est qu'une semelle filante :

La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en général) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments).

La semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de piliers. Son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

- **Semelle filante sous poteaux :**

Les données pour chaque poteau :

**Tableau.VII.1 :** données pour chaque poteau

poteau	A l'ELU		A l'ELS
	Effort normal (KN)	Le moment (KN.m)	Effort normal (KN)
1	700.8	1.53	784
2	525.27	1.45	384
3	1078.35	3.25	864,41

- **Calcul de la largeur de la semelle à l'ELS :**

$$N_t = \sum N_i = 2032.41 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s L} = \frac{2032.41}{0.18 \cdot 9.65 \cdot 10^3} = 1.17 \text{ m.}$$

$B \geq 1.17 \text{ m}$ , on prend : **B= 1.5m**

**Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si **B** est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante :

$$L/B > 5 \Rightarrow 9.65 / 1.5 = 6.43 > 5$$

(C-V).

**-Calcul de la hauteur de la semelle**

- **Condition de non poinçonnement à l'ELU:**

On propose :  $h=0,45\text{m}$ .

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}/\gamma_b.$$

Avec :  $Q_u$ : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

$h$  : hauteur de la semelle filante.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité du la semelle en effort normal appliqué par le poteau le plus sollicité.

$$\Rightarrow Q_u = 1078.35 \text{ KN.}$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(0.3+0.4+2(0.45)) = 3.2 \text{ m. } 0,045 \mu_c h f_{c28}/\gamma_b = 0,045 (2.8) (0,35) (25) (1000)/1,5 = 1080 \text{ KN.}$$

$Q_u = 1078.35 \text{ KN} < 1080 \text{ KN}$  (C-V). Donc on prend : **h=0,45 m.**

**VII.2.1.Ferraillage de la nappe :**

La méthode de calcul d’une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d’aciers de répartition.

**. Vérification les conditions d’application la méthode de BIELLE**

**Tableau.VII.2 :** les conditions d’application de la méthode de BIELLE

Comb max	e (m)	a/6 (m)	A/6(m)	ht (m)	(A-a)/4 (m)	e ≤ a/6	e ≤ A/6	ht ≥ (A-a)/4.
<b>1,35G+1,5Q</b>	0.003	0,05	0.25	0.45	0,3	c.v	c.v	c.v

Donc la méthode de BIELLE est applicable.

Calcul le ferraillage des semelles :

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b \sigma_s} , \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a \sigma_s}$$

Nu= effort amené par l’ouvrage sur la semelle

A= largeur de la semelle

a’= largeur du mur

d= hauteur de la semelle moins l’enrobage

Fe= Limite élastique de l’acier

γs = Coefficient (prendre 1.15)

**Note :**

$$A_s // A = \frac{1078.(150-30)}{8 \times 348. \times 40} = 11.61 \text{cm}^2 \quad \text{On adopte 8HA14} = 12.32 \text{cm}^2$$

$$A_s // B = \frac{1078.(150-40)}{8 \times 348. \times 40} = 10.64 \text{cm}^2 \quad \text{On adopte 8HA14} = 12.32 \text{cm}^2$$

- **La nervure :**

$$h_{nervure} \geq \sqrt[3]{\frac{48kl_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

Avec:

E: module d'élasticité du béton:  $E = 32200000 \text{ KN/m}^2$

K: coefficient de raideur du sol:  $K = 40.10 \text{ KN/m}^3$

$$h_{nervure} \geq \sqrt[3]{\frac{48.40.10.4.80^4}{3.22.10^7.3.14^4}}$$

$$h_{nervure} \geq 68.85 \text{ cm} \rightarrow h_{nervure} = 90 \text{ cm}$$

- **Ferraillage des nervures :**

- **Calcul de la charge revenant à la nervure :**

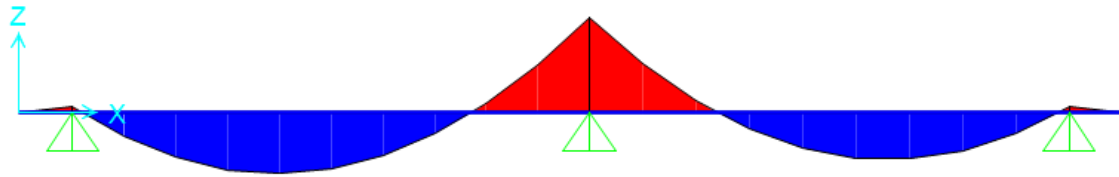
Pour l'étude de la nervure on procède par chargement trapézoïdale de moment qu'ils vont nous donner des résultats plus grand que le chargement triangulaire

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = 144.251 \text{ KN} / \text{m}^2$$

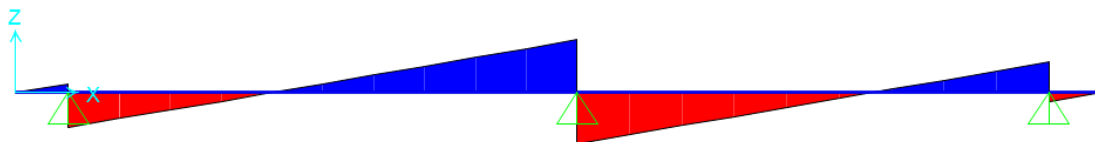
Le calcul des sollicitations qui agissent sur la nervure sera effectué par le logiciel SAP2000.

Les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

**Sens X-X**



FigVII.1 :Diagramme de moment



FigVII.2 : Diagramme d'effort tranchant.

Tableau.VII.3 : moment max

Sens	Zone	M <sub>max</sub> (KN.m)
sens X-X	Appui	438.68
	Travée	278.64

Tableau.VII.4 : Ferrailage

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	h (m)	b (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min	choix	A <sub>s</sub> réel
sens X-X	fer appui	438.68	0.9	0.4	15.76	18	8HA16	16.08
	fer travée	278.64	0.9	0.4	9.78	18	8HA14	12.32

**VII.2.2.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_{u \max} / bd = 500 \times 10 / 0.35 \times 0.9 = 1.58 \text{ MPa.}$$

Armature droite :  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 2.50 \text{ MPa}$$

**Armatures transversale :**

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

$\phi_1$ : representant le diametre minimal des armatures tendus du premier lit

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\text{cm}\right) = 1.4 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par des cadres de T10

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{90}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) = 16.8 \text{ cm}$$

on adopte .....  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante: } S'_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}, \quad \text{on adopte ..... } S'_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Section des armatures transversales minimales :**

La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$\text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0,003 \times S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 < 3.14\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Zone courante : } A_{t \min} = 0,003 \times S'_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 < 3.14\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

### VII.3.Etude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles le unes rapport aux autres.

Selon le R.P.A 99v2003 les longrines doivent avoir les dimensions minimales suivantes :(25x30) cm<sup>2</sup> pour les terrains de consistance moyenne.

- Dans notre cas on optera pour les longrines de section (30x35) cm<sup>2</sup>.

- les longrines doivent être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$Q = \frac{N_{\max}}{\alpha} \geq 20\text{KN} .$$

Avec :

$N_{\max}$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

Dans notre cas  $\alpha = 15$

$$N_{\max} = 1078.35 \text{ KN}$$

$$Q = \frac{1078.35}{15} = 71,89 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} . \quad A = \frac{Q}{\sigma_s} = 2.06 \text{ cm}^2$$

On outre :

Le (R.P.A99v2003) préconise une section minimale d'armatures de l'ordre

$$0,6\%b.h = 0,006 . 30.35 = 6.30 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Les armatures transversales

Elles doivent être telles que :

$$\phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L^{\min}\right) = \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = \min(10) \text{ mm}$$

$$\phi_L = 8 \text{ mm}$$

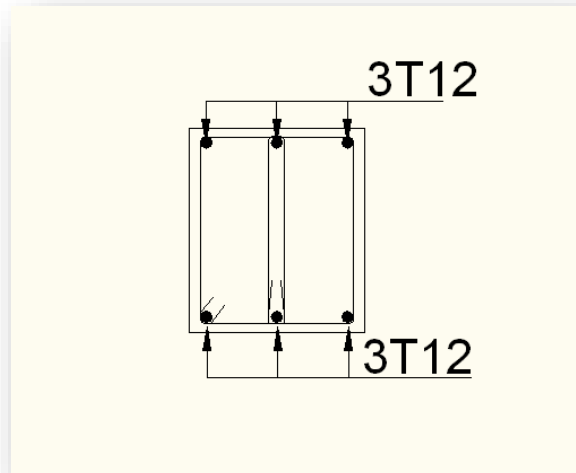
On adopte un cadres un étrier en  $\Phi 8$  ( $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ ).

- l'espacement entre les armatures transversales est :

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \Phi) = \min(20 \text{ cm}; 18 \text{ cm}).$$

On adopte un espacement  $St = 15 \text{ cm}$  a tous les longueurs

Fig.VII.3 : Schéma de ferrailage de longrine





Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

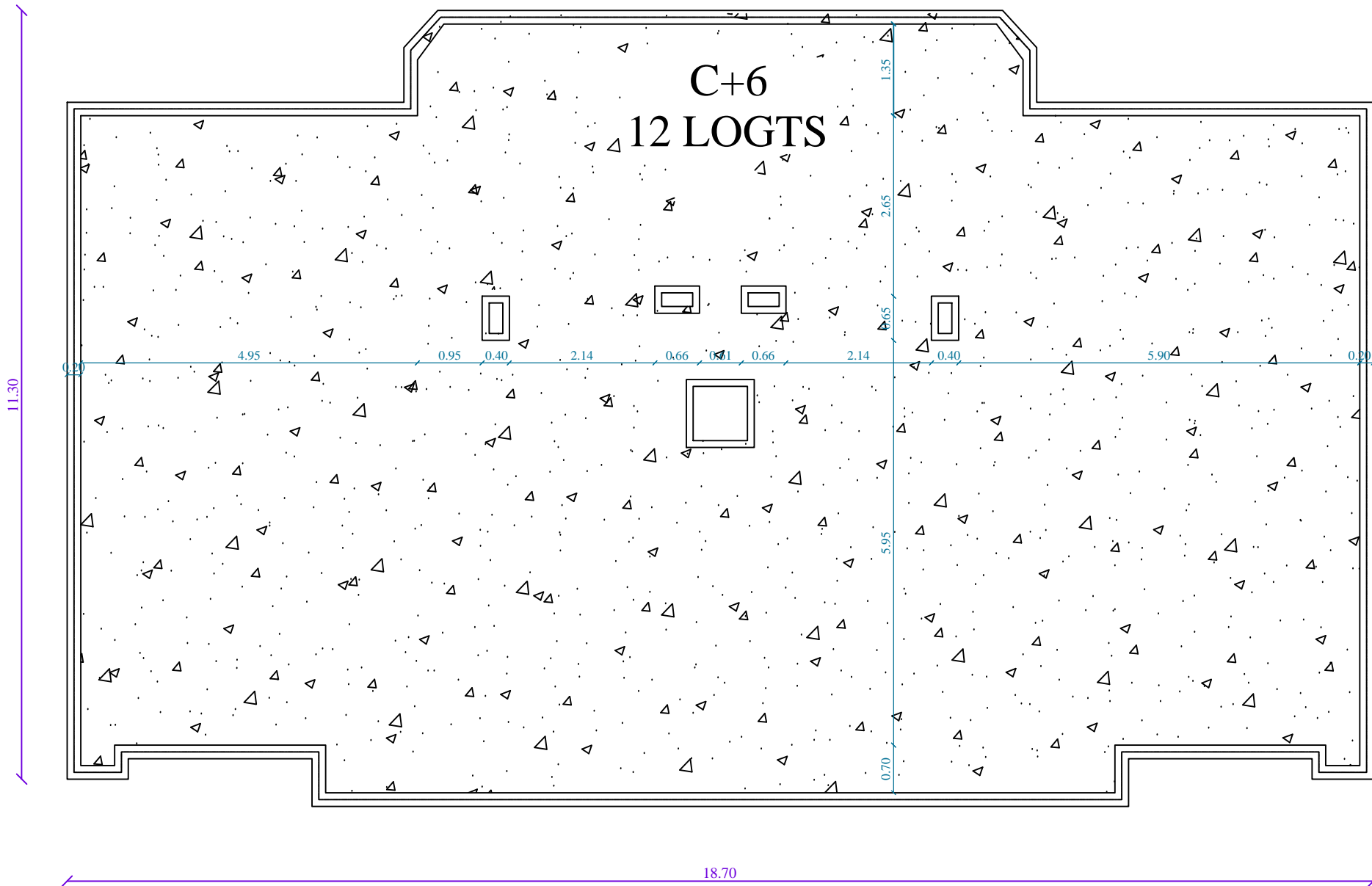
D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

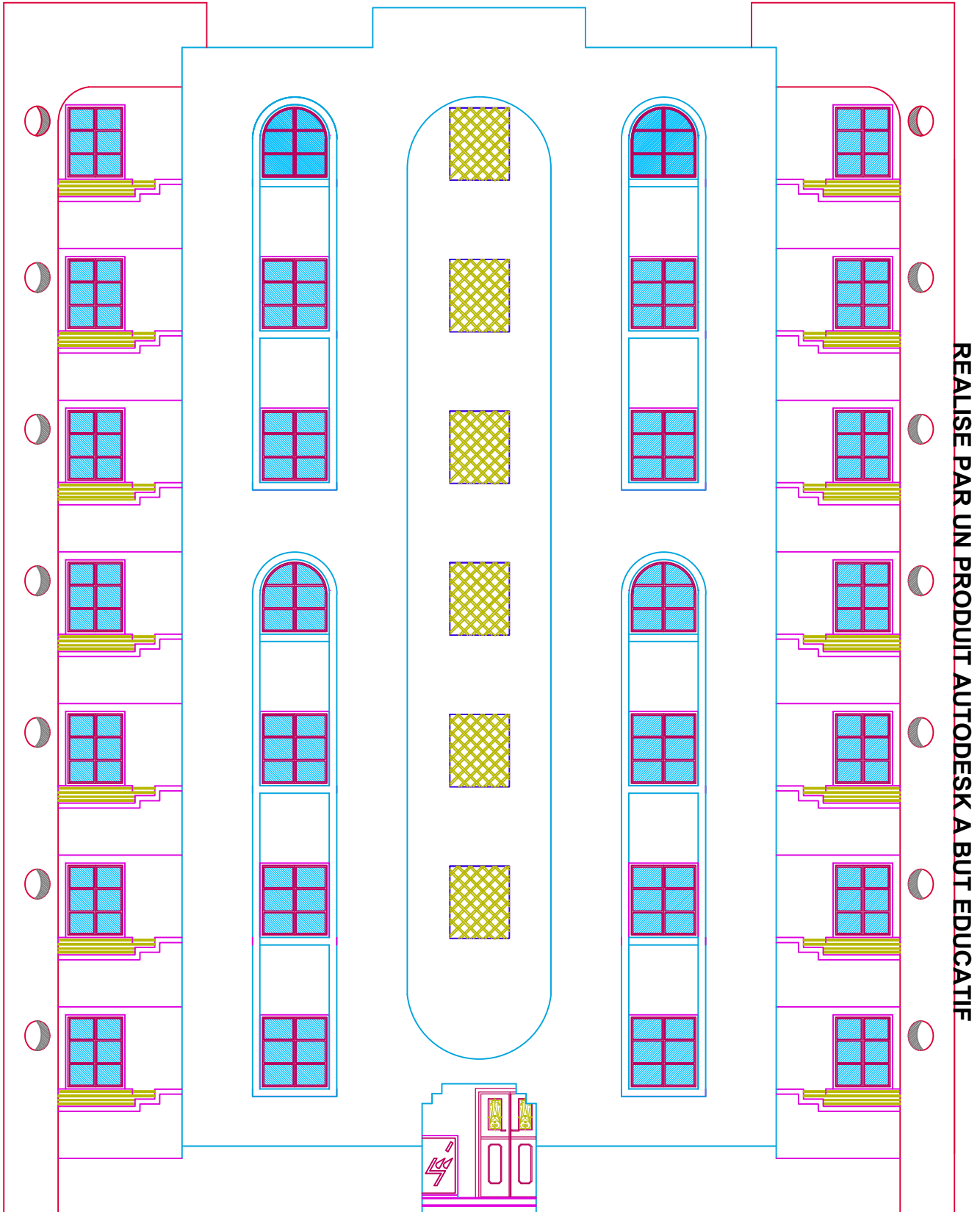
BAEL 91 : Béton armé aux états limite

RPA 99/Version2003 : Règles Parasismiques Algériennes



VUE EN PLAN DE TOITURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

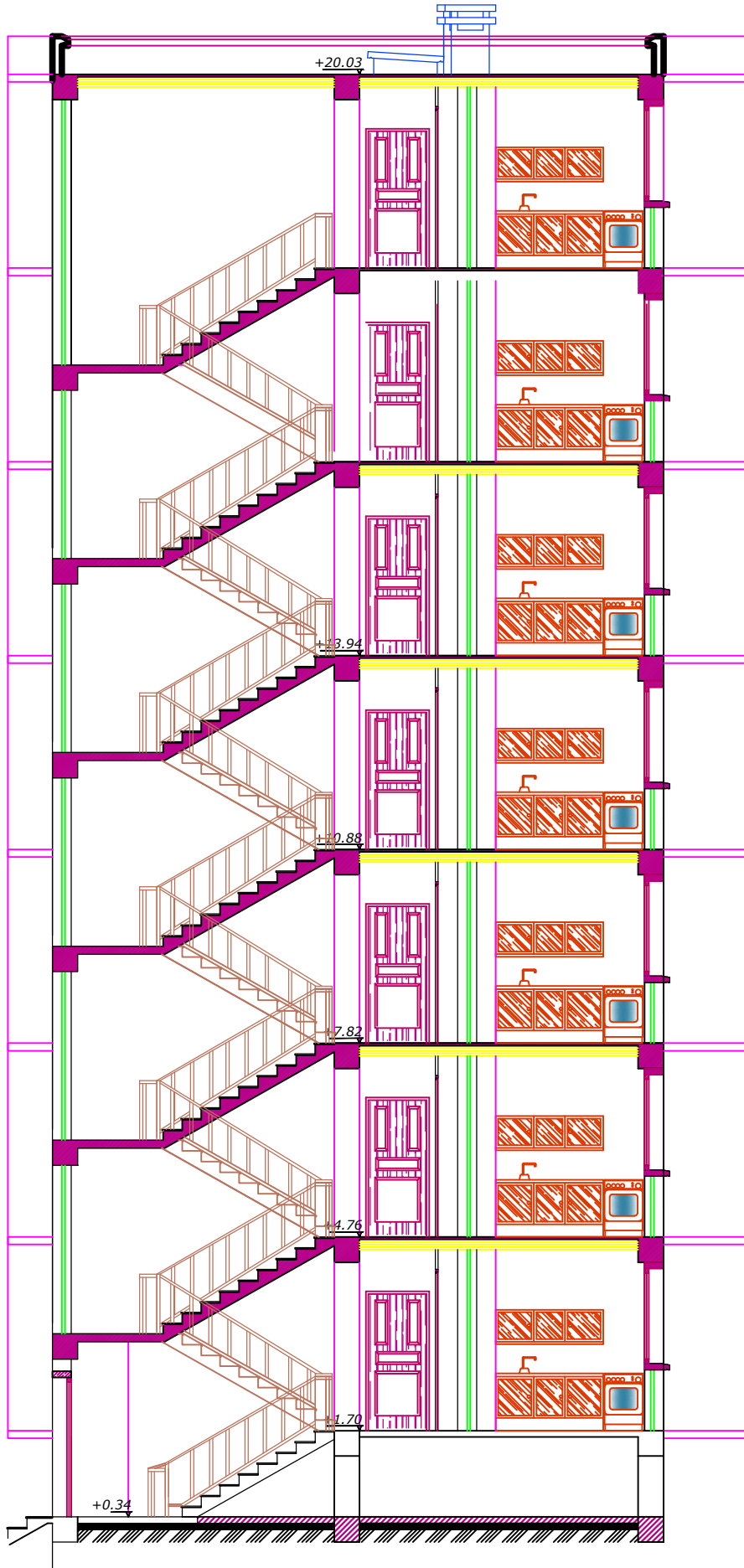
\*\* FACADE POSTERIEURE \*\*

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

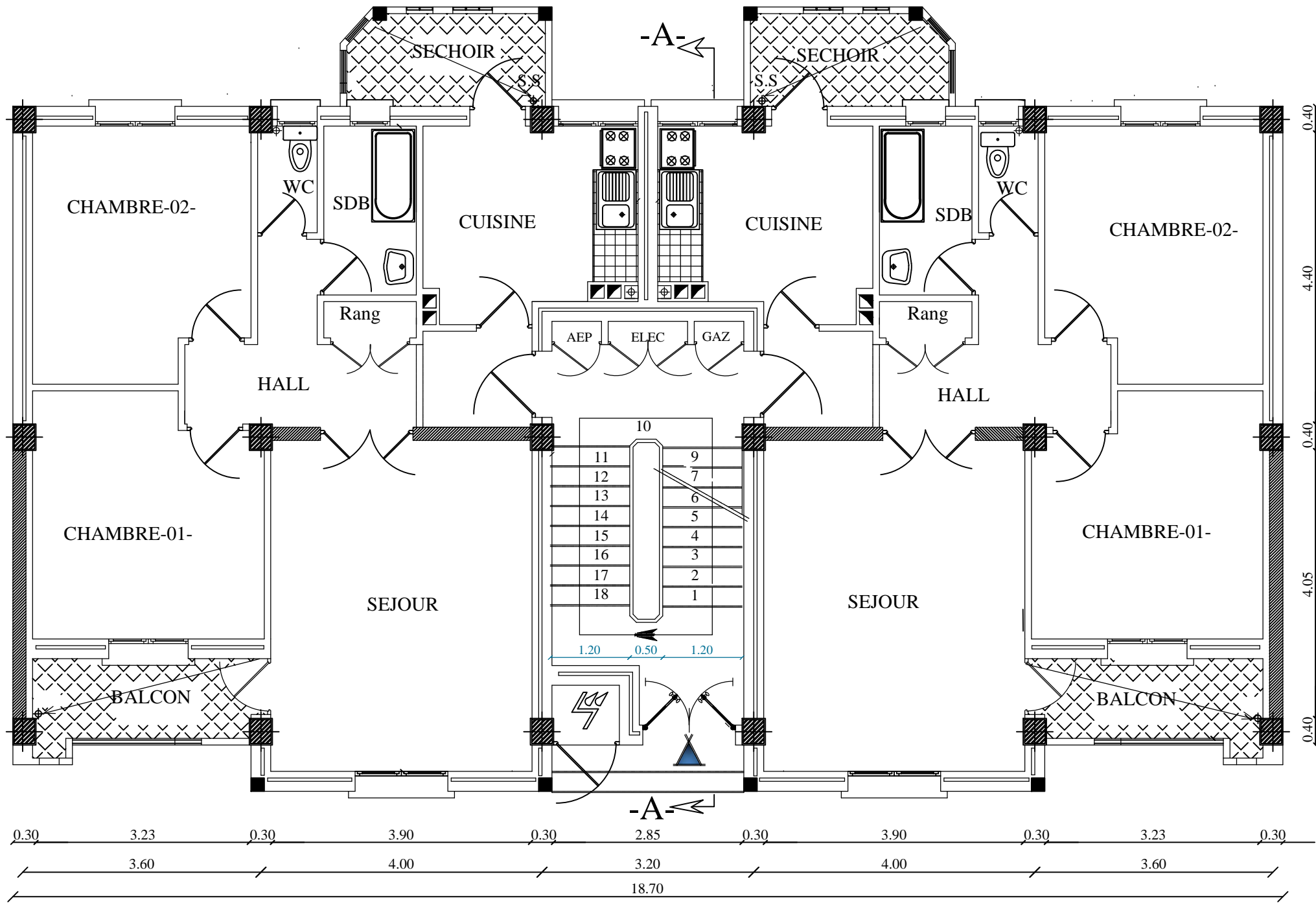
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



\*\* COUPE A-A \*\*

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





VUE EN PLAN RDC

## ملخص

إن الهدف من هذه الدراسة هو إظهار إمكانية إنجاز مبنى متعدد الطوابق (ط + 6) بمنطقة زلزالية, هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلزال على الهيكل الهندسي للبنىات السكنية أخذين بالاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالإطارات من أجل الاستقرار.

الكلمات المفتاحية : المبنى متعدد الطوابق- دراسة الزلزال- مدعم بالإطارات

## Résumé

Le but de ce travail est montrer la faisabilité techniquement de réalisation d'un bâtiment en R+6, conçu en zone sismique I, Cette étude permettra de mettre en avant l'effet séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec contreventé par portiques auto -stable.

Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par portiques auto -stable

## Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building R+ 6, designed in seismic zone I, this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the characteristics of materials of construction, with free-standing braced by gantries.

Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by free-standing gantry