

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

# *MEMOIRE DE FIN D'ETUDES*

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

*Option : Construction Civile et Industrielle*

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment RDC+2 étages+4Sous sol+  
charpente en bois*



*Encadré par :*

**Mr DEHMOUS Hocine**

*Etudié par :*

**Mr HOCINE Brahim**

*Année 2019/2020*



# Remerciement

---

*Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui ma donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans mes études.*

*Mes vifs remerciements vont aussi à mon encadreur Mr DEHMOUS Hocine qui a fait tout son possible pour m'aider.*

*Je remercie également les membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Mes remerciement vont également a tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement.*

# Dédicaces

---

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un dur labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur.
- ✓ A toute ma famille
- ✓ A tous mes amis



## Sommaire

### CHAPITRE I :

I-1) Description de l'ouvrage .....	01
I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04

### CHAPITRE II :

II-Introduction :.....	15
II-1-1 : les Planchers .....	15
a) Planchers en corps creux :.....	15
b) Planchers en dalle pleine : .....	16
II-1-2 : les poutres :.....	18
C) -Vérification :.....	19
II-1-3 Les voiles :.....	20
II-2 Les poteaux :.....	23
II-2-1) Détermination des charges et surcharges :	
II-4-2) Application de la méthode de descente de charge .....	24
II-4-3) Loi de dégression de charge.....	27
II-5) Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :.....	28
II-6) Vérification des poteaux au flambement :.....	28
II-7) récapitulatif.....	30

### CHAPITRE III

III-1) calcul des escaliers .....	32
III-1-1) : dimensionnement de l'escalier type 1.....	33
III-1-2) : dimensionnement de l'escalier type 2.....	34
III-1-3) Détermination des charges de calcul :.....	38
III-1-4) Calcul à l'ELU :.....	40
-ferraillage :.....	42
- Vérification à l'ELU :.....	44
-Vérification à l'ELS :.....	46
III-2) Calcul de la poutre palière :.....	52
III-2-1) dimensionnement de la poutre palière.....	52

<b>III-2-2) vérification des exigences de RPA</b> .....	53
<b>III-2-3) Détermination des charges et surcharges</b> .....	53
<b>III-2-4) Ferrailage :</b> .....	56
<b>III-2-5) Vérification à l'ELU</b> .....	57
<b>III-2-6) Vérification à l'ELS :</b> .....	60
<b>III-3) Plancher en corps creux :</b> .....	64
<b>III-3-1) Calcul de la dalle de compression :</b> .....	64
<b>III.3-2) calcul des armatures</b> .....	66
<b>III.3.3) Calcul de la poutrelle à l'ELU :</b>	
<b>III-3-3-1) Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression</b> .....	67
<b>III-3-3-2) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression</b> .....	68
<b>III-3-3-3) application de la Méthode forfaitaire</b> .....	71
<b>III-3-4) Calcul des armature</b> .....	83
<b>III-3-5) Les vérifications :</b> .....	86
<b>III-3-6) Vérification à l'ELS :</b> .....	89
<b>III-4) Calcul des balcons :</b> .....	94
<b>III-4-1) Dimensionnement</b> .....	95
<b>III-4-2) Détermination des charges :</b> .....	95
<b>III-4-3) Calcul à L'E.L.U :</b>	
<b>III-4-4) Vérification à L'E.L.U :</b> .....	95
<b>III-4-5) Vérification à l'ELS :</b> .....	99
<b>III-5) calcul de la toiture :</b> .....	103
<b>III-5-1) Détermination des charges :</b> .....	103
<b>III-5-2) Dimensionnement des éléments de toiture</b> .....	106
<b>III-5-3) conclusion</b> .....	110

## CHAPITRE IV :

<b>IV-1- Introduction :</b> .....	111
<b>IV-2- Concept de base de la M.E.F :</b>	
<b>IV-3-Choix de la méthode de calcul pour le séisme:</b> .....	111
<b>IV-4- Description de l'ETABS</b> .....	112
<b>IV-5- étapes de modélisation</b> .....	113
<b>IV-5- 1 première étape</b> .....	113
<b>IV-5- 2 deuxième étape</b> .....	115
<b>IV-5- 3 troisième étape</b> .....	116
<b>IV-5- 4 quatrième étape</b> .....	120
<b>IV-5- 5-cinquième étape</b> .....	123
<b>IV-5- 6 sixième étape</b> .....	124
<b>IV-5- 7 septième étape</b> .....	124.
<b>IV-5- 8 huitième étape</b> .....	125
<b>IV-5- 9 neuvième étape</b> .....	125
<b>IV-6 visualisation des résultats</b> .....	126

## **CHPITRE V**

<b>V-1 Introduction</b> .....	130
<b>V-2 CHOIX DE LA M2THODE :</b> .....	130
<b>V-3 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL</b> .....	131
<b>V-4 Pourcentage de la participation de la masse modale</b> .....	135
<b>V-6 Vérification de l'effort sismique dynamique</b> .....	135
<b>V- 7 Caractéristiques géométriques de la Structure</b> .....	136
<b>V8 Justification de la sécurité</b> .....	137
<b>V-9 justification du système portiques contreventé par des voiles</b> .....	140
<b>V-10 conclusion</b> .....	143

## **CHAPITRE VI :**

<b>VI -1 : Justification de la sécurité : RPA 99 version 2003</b> .....	144
---	-----

<b>VI-2 : Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :</b>	146
<b>VI_3 : Ferrailage des poteaux:</b>	146
<b>VI-4 : vérification à l'ELU :</b>	151
<b>VI-5 : vérification à l'ELS :</b>	153
<b>VI-6 : conclusion.</b>	154

#### **CHAPITRE VII :**

<b>VII-1 : Recommandations du RPA99 version 2003 :</b>	155
<b>VII-2 : Etapes de calcul des armatures longitudinales</b>	156
<b>VII-3 : Vérification à l'ELU</b>	162
<b>VII-4 : Vérification à l'ELS</b>	165

#### **CHAPITRE VIII :**

<b>VIII-1: Introduction</b>	171
<b>VIII-2 : Combinaison d'action :</b>	171
<b>VIII-3 : exemple de ferrailage d'un voile:</b>	171
<b>VIII-4-Exposé de la méthode :</b>	171
<b>VIII-5 Vérification à L'ELS :</b>	175
<b>VIII-6 ferrailages des voiles</b>	179

#### **CHAPITRE IX :**

<b>IX-1) Etude du sol de fondation :</b>	186
<b>IX-2) Choix du type de fondation :</b>	186
<b>Fondation du sous sol 3 :</b>	
<b>IX-3 ) Semelle isolé :</b>	186
<b>IX-4)Semelles filantes :</b>	187

#### **-FONDATION DU SOUS SOL4**

<b>IX-5) Semelle isolé :</b>	195
<b>IX-6) Semelles filantes :</b>	196
<b>IX-7) Calcul du radier général :</b>	199

<b>IX-7-1) Pré dimensionnement du radier .....</b>	<b>200</b>
<b>IX-7-2) Condition de longueur d'élasticité :.....</b>	<b>200</b>
<b>IX-7-3) Détermination des efforts à la base du radier :.....</b>	<b>201</b>
<b>IX-7-4) Les Charges .....</b>	<b>201</b>
<b>IX-7-5) Combinaisons d'actions.....</b>	<b>202</b>
<b>IX-7-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :.....</b>	<b>202</b>
<b>IX-8) Vérification :</b>	
<b>IX-8-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :.....</b>	<b>202</b>
<b>IX-8-2) Vérification de la stabilité du radier :.....</b>	<b>203</b>
<b>IX-8-3) Vérification au poinçonnement .....</b>	<b>205</b>
<b>IX-8-4) Vérification de l'effort de sous pression :.....</b>	<b>206</b>
<b>IX-9) Ferrailage du radier :</b>	
<b>IX-9-1) Ferrailage de la dalle :.....</b>	<b>206</b>
<b>IX-9-2) -Calcul a L'ELS :.....</b>	<b>209</b>
<b>IX-9-3) Ferrailage de la nervure : .....</b>	<b>211</b>
<b>IX 9-4) Vérification à l'ELS :.....</b>	<b>213</b>
<b>IX-10) ferrailage du débord :.....</b>	<b>219</b>
<b>IX-11) Conclusion générale :.....</b>	<b>221</b>
<b>IX-10) Plans d'architecture et de ferrailage.</b>	

## Liste des figures :

<b>Fig. I-1</b> : schéma descriptif du mur extérieur.....	2
<b>Fig. I-2</b> : schéma descriptif de la toiture.....	3
<b>Fig. I-3</b> : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.....	5
<b>Fig I-4</b> : diagramme contrainte déformation du béton à ELS.....	6
<b>Fig I-5</b> : Diagramme (contraintes-déformations) de l'acier à l'ELU.....	10
<b>Fig-II-1</b> : coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	12
<b>Fig II.2</b> : position du poteau le plus sollicité.....	17
<b>FigII.3</b> : schéma de la toiture reposon sur le poteau le plus sollicité.....	18
<b>Fig.III.1.1</b> : coupe vertical de l'escalier.....	24
<b>Fig.III .1.2</b> : Schéma statique 1.....	26
<b>Fig.III.1.3</b> : Schema statique 2 .....	27
<b>Fig.III.1.4</b> :diagrammes des efforts a l' ELU.....	30
<b>FigIII.1.5</b> :diagramme des efforts internes a l'ELU.....	32
<b>FigIII.1.6</b> : diagrammes des efforts a l'ELS .....	35
<b>FigIII.1.7</b> : diagramme des efforts internes a l'ELS.....	37
<b>Fig.III.1.8</b> : Ferrailage de l'escalier .....	40
<b>Fig.III.2.1</b> : Schéma statique de la poutre paliere à l'ELU.....	42
<b>Fig.III.2.2</b> : Diagramme de effort tranchant et du moment fléchissant.....	43
<b>Fig.III.2.3</b> : Diagramme de effort tranchant et du moment fléchissant.....	49
<b>Fig.III.3.1</b> : Coupe verticale d'un plancher .....	51
<b>Fig.III.3.2</b> : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20x20) cm <sup>2</sup> ....	53
<b>Fig.III.3.3</b> : Schéma statique de la poutrelle .....	56
<b>Fig.III.3.4</b> : Diagramme des moments .....	60
<b>Fig.III.3.5</b> : Diagramme des efforts tranchants .....	62
<b>Fig.III.3.6</b> : Schéma statique de la poutrelle.....	63

<b>Fig.III.3.7</b> : Diagramme des moments fléchissant .....	65
<b>Fig.III.3.8</b> : Diagramme des efforts tranchant .....	66
<b>Fig.III.4.1</b> : Schéma statique du balcon .....	91
<b>Fig.III.4.2</b> : Coupe verticale détaillant la liaison balcon-poutre de rive .....	91.
<b>Fig.III.4.3</b> : Ferrailage du balcon .....	97
<b>Fig.V.1</b> : Déplacement maximale dans le sens longitudinal .....	129
<b>Fig.V.2</b> : Déplacement maximale dans le sens transversal.....	129
<b>Fig.V.3</b> : L'effort de la charge $E_x$ repris par les portiques et voiles.....	131
<b>Fig.V.4</b> : L'effort de la charge $E_x$ repris par les voiles.....	131
<b>Fig.V.5</b> : L'effort de la charge $E_y$ repris par les portiques et voiles.....	132
<b>Fig.V.6</b> : L'effort de la charge $E_y$ repris par les voiles.....	132
<b>Fig.V.7</b> : L'effort de la charge verticales repris par les portiques et les voiles.....	133
<b>Fig.V.7</b> : L'effort de la charge verticales repris par les voiles.....	133
<b>Fig.VI.1</b> :L'application de l'effort normal .....	135
<b>Fig.VI.2</b> : Section d'un poteau à SPC.....	137
<b>Fig.VI.3</b> : Schéma de ferrailage du poteau (40x45) $\text{cm}^2$ .....	144
<b>Fig.VI.4</b> : Schéma de ferrailage du poteau (35x40) $\text{cm}^2$ .....	145
<b>Fig.VI.5</b> : Schéma de ferrailage du poteau (30x35) $\text{cm}^2$ .....	145
<b>Fig.VII.1</b> : Zone de ferrailage d'une poutre .....	148
<b>Fig.VII.2</b> : Ferrailage des poutres principales .....	159
<b>Fig.VII.2</b> : Ferrailage des poutres secondaires .....	160
<b>Fig.VIII.1</b> : Section entièrement comprimé .....	163
<b>Fig.VIII.2</b> : Section entièrement tendue .....	163
<b>Fig.VIII.3</b> : Section partiellement comprimée .....	163
<b>Fig.VIII.4</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	165
<b>Fig.VIII.5</b> :coupe du voile transversal .....	166
<b>Fig.VIII.6</b> : section partiellement comprimée.....	167

<b>Fig.VIII.7</b> : Ferrailage du voile VT1.....	173.
<b>Fig.IX.1</b> : Semelle isolée .....	175
<b>Figure IX-2:</b> Semelles filante sous poteaux .....	178
<b>Fig.IX-3-</b> Diagramme des moments -.....	180
<b>Fig.IX-4:</b> Semelle isolée.....	184
<b>Fig.IX-5:</b> Semelles filante sous poteaux.....	186
<b>Fig. IX-6</b> : Diagramme des contraintes.....	190
<b>Fig.IX-7</b> : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	192
<b>Fig.VI -8</b> : diagramme des efforts internes.....	197
<b>Fig.IX-9</b> : Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	198
<b>Fig.IX-10</b> : Diagramme des efforts tranchants à ELU.....	198
<b>Fig.IX-11:</b> Le chargement à ELS.....	199
<b>Fig.IX-12</b> : Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	199
<b>Fig.IX-13</b> : Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	199
<b>Fig.IX-14</b> : Le chargement à ELU.....	200
<b>Fig.IX-15</b> : Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	200
<b>Fig.IX-16</b> : Diagramme des efforts tranchants à ELU.....	200
<b>Fig.IX-17</b> : Le chargement à ELS.....	201
<b>Fig.IX-18</b> : Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	201
<b>Fig.IX-19</b> : Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	202
<b>Fig.VII -20</b> : Schéma statique du débord.....	204

## Liste des tableaux :

<b>Tableau I.1</b> : caractéristiques des aciers utilisés.....	8
<b>Tableau V.1</b> :La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS...	123
<b>Tableau V.2</b> : Tableau donnant les valeurs des pénalités « $P_q$ ».....	124
<b>Tableau V.3</b> :L'effort sismique dynamique.....	127
<b>Tableau V 4</b> : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....	127
<b>Tableau V.5</b> : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau.....	128
<b>Tableau V.6</b> : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (x-x).....	130
<b>Tableau V.7</b> : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (y-y).....	130
<b>Tableau VI-1</b> : sections minimale et maximale dans les poteaux.....	136
<b>Tableau VI-2</b> : sections minimale et maximale dans les poteaux.....	140
<b>Tableau VI-3</b> : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	143
<b>Tableau VI-5</b> : détermination de la zone nodal.....	143
<b>Tableau VI-6</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	144
<b>TableauVI-7</b> : vérification de l'état limite du béton a la compression.....	144
<b>Tableau VI-8</b> : Ferrailage final des poteaux.....	145
<b>Tableau VII-1</b> : Ferrailage des poutres principales (en travée).....	151
<b>Tableau VII-2</b> : Ferrailage des poutres principales (aux appuis).....	152
<b>Tableau VII-3</b> : Ferrailage des poutres secondaire (en travée).....	153
<b>Tableau VII-4</b> : Ferrailage des poutres secondaire (en appuis).....	154
<b>Tableau VII-5</b> : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales en travée à l'ELS.....	158
<b>Tableau VII-6</b> : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales aux appuis à l'ELS.....	159
<b>Tableau VII-7</b> : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en travée à l'ELS.....	159
<b>Tableau VII-8</b> : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en appuis à l'ELS.....	160

<b>Tableau VIII-1</b> : ferrailage des voiles v11 v12 v13 (zone 1).....	171
<b>Tableau VIII-2</b> : ferrailage du voile -v14- en (zone1-2-3).....	172
<b>Tableau VIII- 3</b> : ferrailage des voiles v15.....	173
<b>Tableau VIII-4</b> : ferrailage du voile –vt1.....	174
<b>Tableau IX-1</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	178
<b>Tableau IX-2</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	178
<b>Tableau IX-3</b> : Surface de semelles filantes sous poteaux.....	179
<b>Tableau IX-4</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	182
<b>Tableau IX-5</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	183
<b>Tableau IX-6</b> : Surface de semelles filantes sous poteaux.....	183
<b>Tableau IX-7</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal.....	186
<b>Tableau IX-8</b> : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	187
<b>Tableau IX-9</b> : Surface de semelles filantes sous poteaux.....	188
<b>Tableau IX-10</b> :Vérification de la stabilité du radier.....	194
<b>Tableau IX-11</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	198
<b>Tableau IX-12</b> : Vérification à l'ELS dans le sens longitudinal.....	202
<b>Tableau IX-13</b> : Vérification à l'ELS dans le sens transversal.....	204
<b>Tableau IX-14</b> : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	205

# Introduction

## *Introduction*

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines assurant la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+2+4S/sol+charpente en bois) , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.

# chapitre I

## Présentation de l'ouvrage

## **I.1. Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation (R+2+4S/Sol+comble), ce bâtiment sera implanté à AZZEFOUN wilaya de TIZI OUZOU qui est une région à moyenne sismicité , groupe d'usage 2(**zone IIa**), selon le RPA 99 modifié en 2003 (Règlement parasismique algérien).

Le bâtiment comporte :

- Quatre sous sol à usage d'habitation.
- Un rez-de chaussée et deux étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une charpente en bois.

### **I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur du bloc :  $L = 25.2\text{m}$
- Largeur de bloc :  $l = 18.85\text{m}$
- Hauteur d'étage courant :  $h_e = 3.06\text{m}$
- Hauteur du RDC :  $h_{RDC} = 3.06\text{m}$
- Hauteur de sous sol (1, 2, 3,4) :  $h_{s/sol} = 3.06\text{m}$
- Hauteur total du bloc :  $h_{tot} = 27.17\text{m}$ .

### **I.1.2. Caractéristiques géométriques du sol d'assise :**

Le dossier géométrique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : 2.2 bar.
- Le site est considéré comme : meuble (S3).

### **I-1-3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**

**1) L'ossature :** Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

-Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

-Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

**2) Les planchers :** Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

- **Plancher en dalle pleine**: coulée sur place, pour les portes à faux.

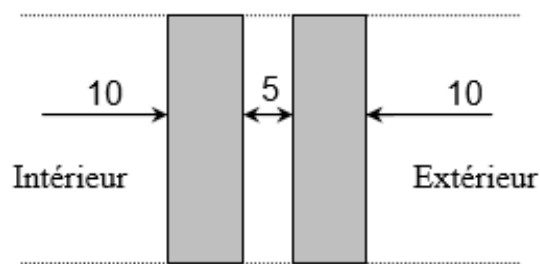
**3) Les escaliers** : L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

-Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

-Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

**4) Le remplissage (maçonnerie) :**

**a) murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.



**Fig I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.**

**b) murs intérieurs** : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**5) Les revêtements :**

-Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.

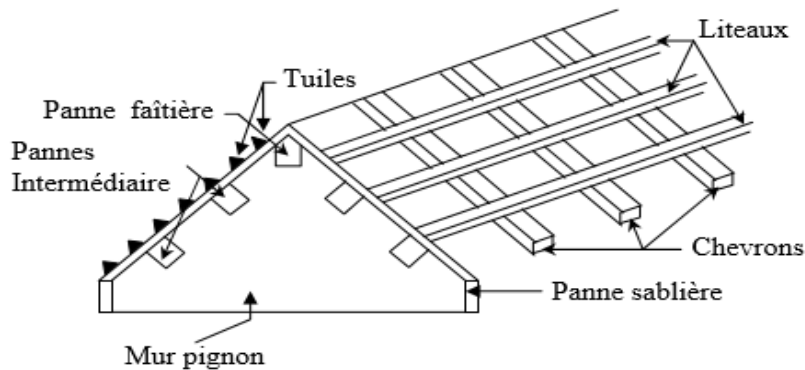
-Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

**6) Les Voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle principale est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

### **7) Toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :



**Fig I-2: Schéma descriptif de la toiture.**

### **I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **I-2-1) Le béton :**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (C P J).

#### **a- Résistance caractéristique à la compression :**

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Celle-ci dite « valeur caractéristique » est notée «  $f_{c28}$  ». Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ( $j < 28$  jours), sa résistance à la compression est calculée comme suite : (Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

Dans notre étude, on prendra  $f_{c28} = 25$  Mpa.

### **b- Resistance caractéristique à la traction :(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).**

La résistance caractéristique du béton à la traction notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour des valeurs de  $f_{tj} \leq 60$  MPa. à  $t=28$  jours,  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.

### **c- Etats limites :**

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

-Etat limite ultime.

-Etat limite service.

#### **1- état limite ultime (ELU) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

**-Contraintes limite à la compression:(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec

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

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

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

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

$j = 28j \Rightarrow \tau_{bc} = 14.2$  [MPa].

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

## - Diagramme des contraintes-déformations:

(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰

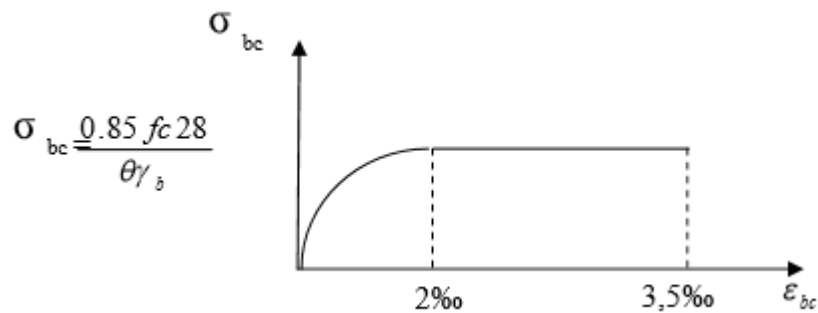


Fig I-3 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

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

Pour  $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  ; On applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$$

$E_b$  : module de Young.

## 2- état limite de service (ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99).

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{bc}$$

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

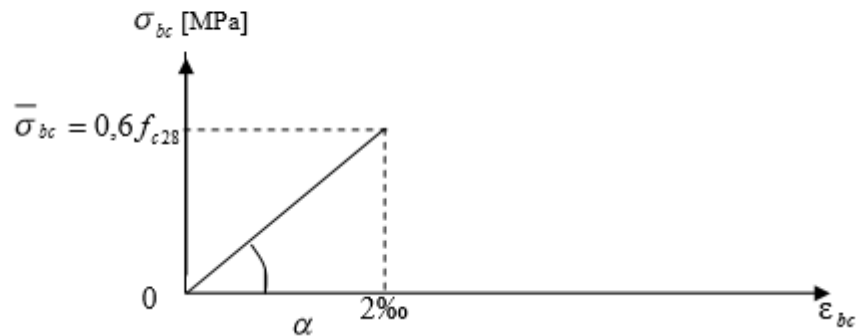


Fig I-4 : diagramme contrainte déformation du béton à ELS.

**c- Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

$V_u$  : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$  : Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :  $\tau_u \leq \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}\}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}\}.$$

**d- Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules

**1- Module de déformation instantanée :(Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99).**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour  $f_{c28}=25\text{Mpa} \Rightarrow E_{i28}=32164.195\text{Mpa}$ .

### 2- Module de déformation différée :(Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :  $E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$

D'où :  $E_v = 10818.86\text{Mpa}$ .

### e- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de YOUNG.

V : Coefficient de POISSON ; c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

$V=0$  (cas des états limites ultimes).

$V=0.2$  (cas des états limites de services).

### I-2-2) les aciers :

L'acier est un matériau de constructions qui présente contrairement au béton une très bonne résistance à la traction, qui est distingué par sa nuance et son état de surface :

- Acier à haute adhérence (**HA**).
- Les ronds lisses (**RL**).
- Treillis soudé de (**TS**).

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Resistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
En barre	Haute adhérence feE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
En treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	550	8	1.3	1

**Tableau I.1** : caractéristiques des aciers utilisés.

**1- Module d'élasticité longitudinale de l'acier** : (Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

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

**- Coefficient de POISSON :**

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égale à :  $\nu = 0.3$ .

**2- Les contraintes limite :**

**- ELU** : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Avec } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité}).$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

-pour le présent projet ; en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les aciers HA (feE400).}$$

$$\sigma_s = 452.17 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les treillis soudés TL520.}$$

**- ELS** : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91 (modifiées 99), on distingue trois cas de fissurations :

**- Fissuration peu nuisible** : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer. ( $\sigma_{st} \leq \sigma_s$ ) —

### - Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[ 2/3 f_e ; \text{Max}(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ) ] \text{ MPa}$$

Avec:

$\sigma_s$ : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$ : Limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1$ .....pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ ..... Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta = 1.3$ .....pour les treillis soudés.

### - Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,...).

$$\sigma_{st} \leq 0.8 \sigma_s$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[ 2/3 f_e ; \text{Max}(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ) ] \text{ MPa}$$

### 3- Diagrammes des contraintes-déformations de l'acier:

(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99).

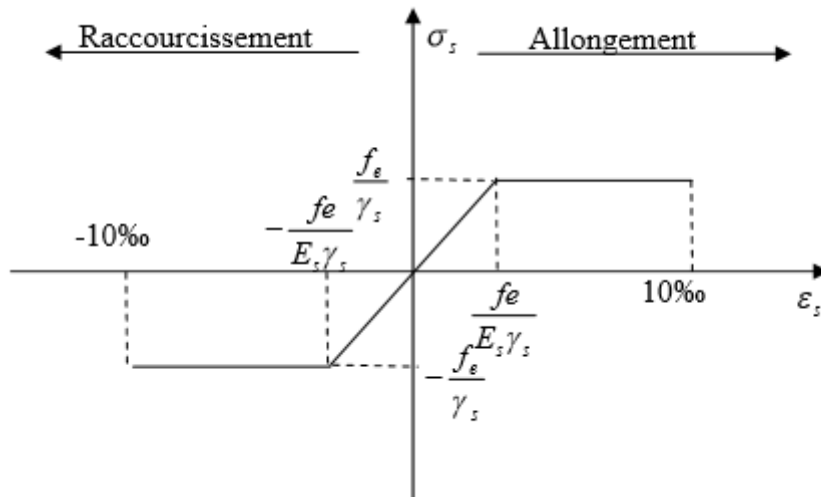


Fig I-5 : Diagramme (contraintes-déformations) de l'acier à l'ELU.

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.

#### 4- Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (**Art A.7.1 BAEL 91 modifiées 99**).

- **c ≥ 5cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- Dans notre cas **c=2.5cm**.



# chapitre II

**pré dimensionnement des éléments**

### **II-1- INTRODUCTION :**

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles, suivant les règles de calcul et de conception des structures en béton armé (**CBA93**), du règlement parasismique algérien (**RPA99** version 2003), ainsi que les règles technique de conception et de calcul suivant la méthode des états limites **BAEL91** modifié 99).

### **II-1-1- Pré dimensionnement des planchers :**

Comme il a été précédemment défini dans **le chapitre I** Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- La résistance à l'incendie.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux.

#### **a- Plancher en corps creux :**

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{(Art B6.8.424/ BAEL91)}$$

Avec:

$l_{\max}$  : Portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{330}{22.5}$$

$$h_t \geq 14.66 \text{ cm}$$

- Epaisseur adoptée : plancher de 20 cm (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

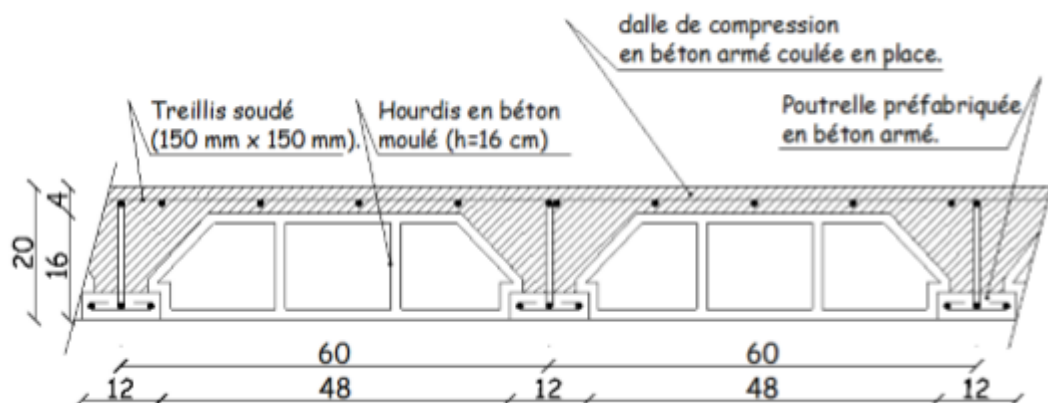


Fig.II-1- coupe transversale d'un plancher à corps creux .

### b- Plancher en dalle pleine :

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

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

$$\text{Si : } \alpha \leq 0.4 \quad e_p \geq \frac{l_x}{25}$$

$$\text{Si : } 0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad e_p \geq \frac{l_x}{30}$$

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

$l_x$  : Petit coté du panneau de dalle considéré.

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle considéré.

$$\alpha = 0.45 \Rightarrow e_p \geq \frac{l_x}{30} = 5 \text{ cm .}$$

On adopte :  $e_p = 10 \text{ cm}$

#### - Cage d'escaliers :

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

$$\alpha = 0.7 \Rightarrow e_p \geq \frac{2.8}{30} = 9.33 \text{ cm}$$

On adopte :  $e_p = 10 \text{ cm}$

#### -Résistance au feu :

$e=7 \text{ cm}$  : pour une heure de coupe-feu.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

---

$e=11\text{ cm}$  : pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5\text{ cm}$  : pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour un plancher qui devrait résister largement plus de deux heures. :  $e_p =$   
**15 cm.**

### -Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse

$L = 13,3 \log (10M)$  si  $M < 200\text{ kg/m}^2$ .

$L = 15 \log (M) + 9$  si  $M > 200\text{ kg/m}^2$ .

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350\text{ kg/m}^2$ . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_p = \frac{M}{p}$$

$$e_p = \frac{350}{2500} = 14\text{ cm}$$

Nous prenons :  $e_p = 15\text{ cm}$ .

### II-1-2-Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par **l'article A.4.14 du BAEL 91** :

-**h** : Hauteur comprise entre :  $\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$

-**b** : Largeur comprise entre :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

- **$l_{max}$**  : Longueur libre entre nus d'appuis.

#### a- Poutres principales :

Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$l_{max} = 360\text{ cm}$ .

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

---

$$\frac{3.6}{15} \leq h \leq \frac{3.6}{10}$$

$$24 \leq h \leq 36$$

On opte pour : **h= 40 cm**

$$16 \leq b \leq 28.5$$

On opte pour : **b= 30cm**

**b- Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$l_{max} = 2.85 \text{ cm.}$$

$$\frac{2.85}{15} \leq h \leq \frac{2.85}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On opte pour : **h= 35 cm**

$$12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **b= 30cm**

**c) Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5.1 du RPA99) -  $b \geq 20 \text{ cm}$ ..... $30 \geq 20$   
cm condition Vérifiée.**

-  $h \geq 30 \text{ cm}$ ..... $40 \geq 30 \text{ cm}$  condition Vérifiée.

-  $h / b \leq 4$ .....  $40/30 = 1,33 \leq 4$  condition Vérifiée.

- **Conditions vérifiées.**

-**Conclusion** : Les sections à adopter sont :

- Poutres principales **(30x40)  $\text{cm}^2$** .

- Poutres secondaires **(30x35)  $\text{cm}^2$** .

### II-1-3-Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA 99 - 2003, (Art 7.7.1)** ; sont considérés comme voiles les éléments Satisfaisant la condition suivante :  $l_{min} \geq 4 a$ .

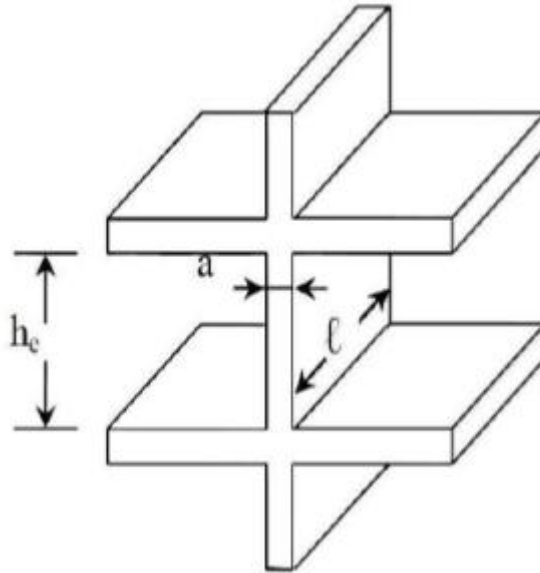
## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Avec :

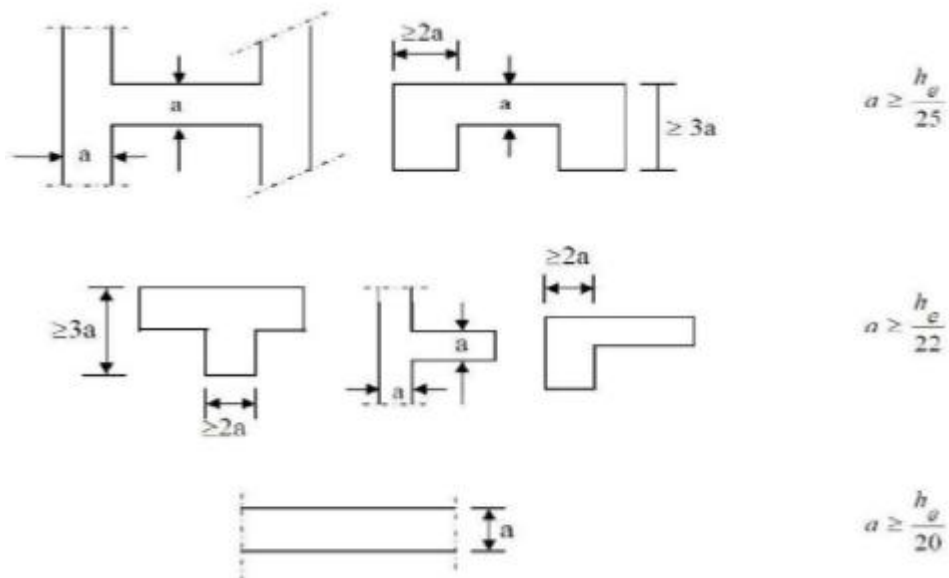
$l_{min}$  : Longueur minimale des voiles.

$a$  : Epaisseur des voiles.

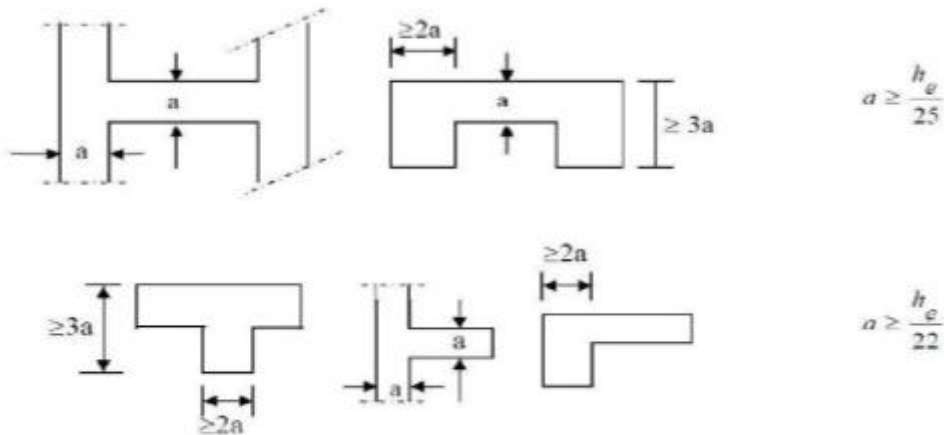
L'épaisseur minimale est de 15 cm.



L'épaisseur ( $a$ ) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



Dans notre cas, nous disposons des types de voile suivant :



$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right)$$

-Pour : [(s/sol1,2,3,4,) ;RDC ; étage courant] :

$$a \geq \max(13; 11.44)$$

On opte pour : **a= 20 cm.**

-Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (article A.7.7-1) :

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

$$0.83m \geq 4 (0.2)$$

$$0.83 m \geq 0.8 m$$

**La condition est vérifiée.**

### II-2 : Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations. Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon **l'article (b8.4.1) de CBA93**, tout en vérifiant les exigences du **RPA**, pour un poteau rectangulaire de la zone **II**, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20\text{cm.}$  (avec  $h_e$ =hauteur d'étage)
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

La section transversale du poteau le plus sollicité est donné par :

$$S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

N : effort de compression déterminé par la descente des charges.

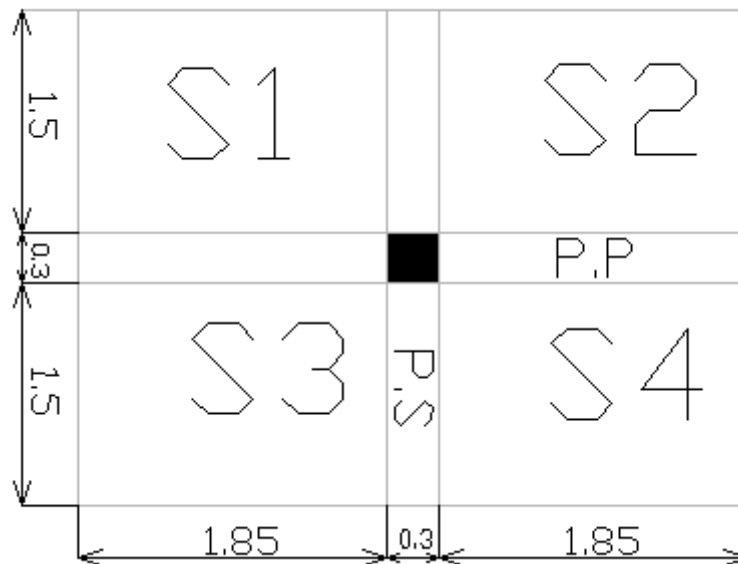
$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression telle que :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau , on constate que **(B-6)** est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

**Position du poteau le plus sollicité :**



**FigII-2 : position du poteau le plus sollicité.**

**II -2-1 :Descente de charges :**

-La surface revenant au poteau :

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

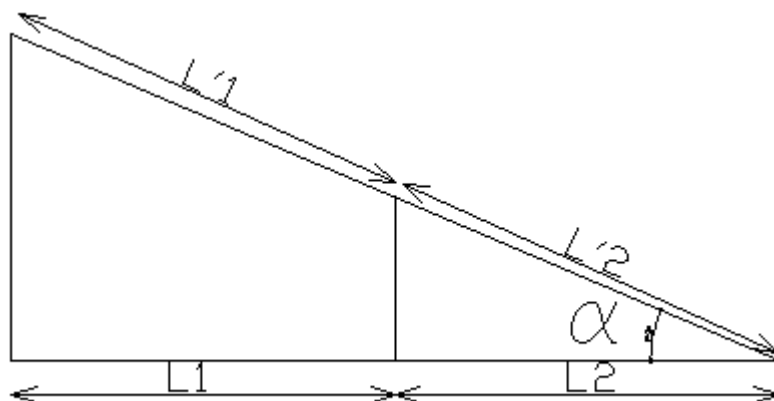
$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 1.85 \times 1.5 = 2.775 \text{ m}^2$$

$$S_t = 4 \times 2.775 = 11.1 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = 4 \times 3.3 = 13.2 \text{ m}^2$$

-La surface inclinée (Toiture) :

On a :



figII-3: schéma de la toiture reposant sur le poteau sollicité.

$L_1 = 4.10 \text{ m}$  ,  $L_2 = 4.15 \text{ m}$  ,  $L = 8.25 \text{ m}$  .  $h = 3.45 \text{ m}$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{L}\right) = 23^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'2} \Rightarrow L'2 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = 4.5 \text{ m.}$$

$$\frac{L'1}{L'} = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L'1 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 4.45 \text{ m.}$$

### a- Les charges permanentes :

#### -Toitures:

- Couverture en tuile mécanique (linteau compris) =  $0.45 \text{ KN/m}^2$
- Chevrons, pannes =  $0,1 \text{ KN/m}^2$
- Murs pignons (ep=10cm) =  $0,9 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_t = 1.45 \text{ KN/m}^2}$$

#### -Plancher étage courant :

- Carrelage scellé (ep=2cm) =  $0,44 \text{ KN/m}^2$ .
- Mortier de pose (ep=2cm) =  $0.44 \text{ KN/m}^2$ .
- Lit de sable (ep=2cm) =  $0.36 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher à corps creux (16+4) =  $2,8 \text{ KN/m}^2$
- Enduit de plâtre (ep=2cm) =  $0,2 \text{ KN/m}^2$

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**

---

- Cloisons de séparation (ep=10cm)+enduit ciment(ep=1cm)=1,1 KN/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G_t=5.34\ KN/m^2.}$$

**-Dalle pleine (cage d'escalier, balcons et séchoir) :**

- Carrelage scellé (ep=2cm) = 0,44 KN/m<sup>2</sup>.

- Mortier de pose (ep=2cm)= 0.44 KN/m<sup>2</sup>.

-Lit de sable (ep=2cm)= 0.36 KN/m<sup>2</sup>.

-Dalle pleine (ep=15cm)= 3.75 KN/m<sup>2</sup>.

-Enduit de ciment (ep=2cm) = 0.36 KN/m<sup>2</sup>.

$$\mathbf{G_t= 5.35\ KN/m^2.}$$

**-Les murs :**

**1- Les murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en mortier de ciment (ep=2cm) = 0,36 KN/m<sup>2</sup>

- Enduit intérieur en plâtre (ep=2cm) = 0,20 KN/m<sup>2</sup>

- Briques creuses de 10cm d'épaisseur = 1,8 KN/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G_t=2,36\ KN/m^2}$$

**2- Murs intérieurs :**

- Enduit de plâtre (ep =2cm) = 0,2 KN/ m<sup>2</sup>

- Brique creuse (ep =10 cm) = 0,9 KN/m<sup>2</sup>

- Enduit de plâtre (ep = 2cm) = 0,20 KN/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G=1,3\ KN/m^2.}$$

**b-Poids des niveaux :**

**-Niveau toiture :**

P. toiture= (14.77x0,55+13.2x0,9) = 20 KN.

P. poutre= (0,3x0,4x25)x(4,45+4.5) = 26,85 KN.

P. Poteaux= (0,3x0,35x3,27x25)= 8,58 KN.

**P.tot= 55.43KN.**

**-Niveau plancher sous toiture:**

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**

---

P. plancher =  $11,1 \times 3 = 33,3$  KN.

P.pp=  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4 = 12$  KN.

P.ps=  $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,3 = 8,66$  KN.

P.pot=  $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 8,03$  KN.

**P.tot= 61.99 KN.**

**-Niveau étage courant :**

P.plancher =  $11,1 \times 5,34 = 59,27$  KN.

P.pp=  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4 = 12$  KN.

P.ps=  $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,3 = 8,66$  KN.

P.pot=  $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 8,03$  KN.

**Ptot= 87.96 KN.**

**-Surcharges d'exploitations :**

Planche toiture =  $1$  KN/ m<sup>2</sup>

Plancher étage courant =  $1,5$ KN/ m<sup>2</sup>

Plancher de sous sol =  $1,5$  KN/ m<sup>2</sup>

Balcon Q =  $3.5$  KN/ m<sup>2</sup>

**-Loi de dégression des surcharges :**

Le document technique réglementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q0) étant la charge d'exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

(Q1, Q2 , Q3..... Qn) sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,3,.....n) numérotées à partir de sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de 5niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

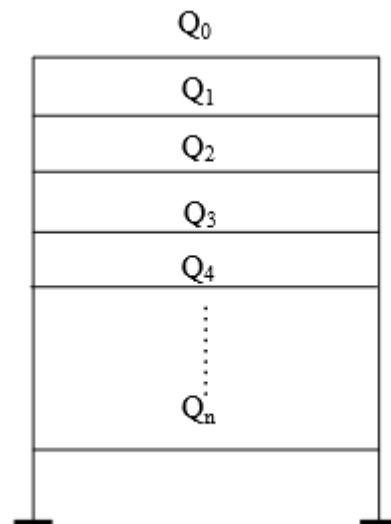
$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$$

.

.

.

$$\Sigma n = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$



Niv	toiture	2	1	RDC	S/S1	S/S2	S/S3	S/S4
coeff	1	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5

### Les surcharges cumulées :

Toiture :  $Q_0 = 13,2 \times 1 = 13.2 \text{ KN}$

2<sup>eme</sup> :  $Q_0 + Q_1 = 13.2 + (13.2 \times 1.5) = 33 \text{ KN}$

1<sup>er</sup> :  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2) = 13,2 + 0,9(2 \times 19.8) = 48.84 \text{ KN}$

RDC :  $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13,2 + 0,8(3 \times 19.8) = 60,72 \text{ KN}$

S/sol1 :  $Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13,2 + 0,7(4 \times 19.8) = 68,64 \text{ KN}$

S/sol2 :  $Q_0 + 0,6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13,2 + 0,6(5 \times 19.8) = 72.6, \text{ KN}$

S/sol3 :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13,2 + 0.5(6 \times 19.8) = 72.6 \text{ KN}$

S/sol4 :  $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13,2 + 0.5(7 \times 19.8) = 82.5 \text{ KN}$

**Q0** : Surcharge d'exploitation de la toiture :

$Q_0 = 13.2 \times 1 = 13.2 \text{ KN}$ .

De (Q1 à Q7) : surcharge d'exploitation des plancher d'étage courant

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 13.2 \times 1.5 = 19.8 \text{ KN}$ .

### II -5) Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art7.4.1 du RPA99) :

-Poteaux de la toiture et (1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage) :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

---

Min (30 ;35) ≥25cm	Condition vérifiée
Min (30;35)≥ he/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
1/4 < (b/h=0.85) < 4	Condition vérifiée

### -poteaux de RDC :

Min (35 ;40 ) ≥25cm	Condition vérifiée
Min (35;40)≥ he/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
1/4 < (b/h=0.87) < 4	Condition vérifiée

### -Poteaux des S/sol (1,2,3,4) :

Min (40 ;45) ≥25cm	Condition vérifiée
Min (40;45) ≥ he/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
1/4 < (b/h=0.88) < 4	Condition vérifiée

### Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées , toutes les sections des poteaux sont admissibles.

### II-6)Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

La vérification consiste à satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots\dots (1)$$

- $\lambda$  : L'élanement du poteau.
- $L_f$ :Longueur de flambement. ( $L_f=0.7l$ ) .....(2)
- $l$ :Hauteur libre du poteau.
- $i$ : Rayon de giration.  $i = [I/A]^{1/2}$  .....(3)
- $I$ : Moment d'inertie ( $I = hb^3/12$ ).....(4)
- $A$  : Section du poteau ( $A = hxb$ ).....(5)

En remplaçant 2,3,4,5 dans 1 on aura :

$$\lambda = \frac{2.42L_0}{b}$$

AN :

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**

---

-**Sous-sol(1,2,3,4)**: Poteaux(40x45);  $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$  .

$b = 0.4\text{m}$  ;  $\lambda = 16.09 < 50$  (**condition vérifiée**)

**RDC**: Poteaux (35x40) ;  $L_0 = 2.66\text{m}$  ;  $b = 0.35\text{m}$

$\lambda = 18.39 < 50$  (**condition vérifiée**)

**Etage(1,2)**: Poteaux (30x35);  $L_0 = 2.66\text{m}$ ;  $b = 0.3\text{m}$

$\lambda = 21,46 < 50$  (**condition vérifiée**)

**Toiture** : Poteaux (30x35) ;  $L_0 = 4.6\text{m}$ ;  $b = 0.3\text{m}$

$\lambda = 37.1 < 50$  (**condition vérifiée**)

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

### **II-7 :Récapitulatif :**

#### **-Poutres :**

-Poutre principales :  $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

-Poutre secondaires :  $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### **-Poteaux :**

-Poteaux S/sol (1,2,3,4) :  $(bxh) = (40 \times 45)$ .

- Poteaux RDC :  $(bxh) = (35 \times 40)$ .

-Poteaux étage (1.2)et Toiture  $(bxh) = (30 \times 35)$ .

**-Voiles** : épaisseur de 20 cm

**-Plancher en corps creux** : plancher de 20 cm **(16+4) cm**

**-Plancher en dalle plane** : plancher d'épaisseur de **15cm**.

# chapitre III

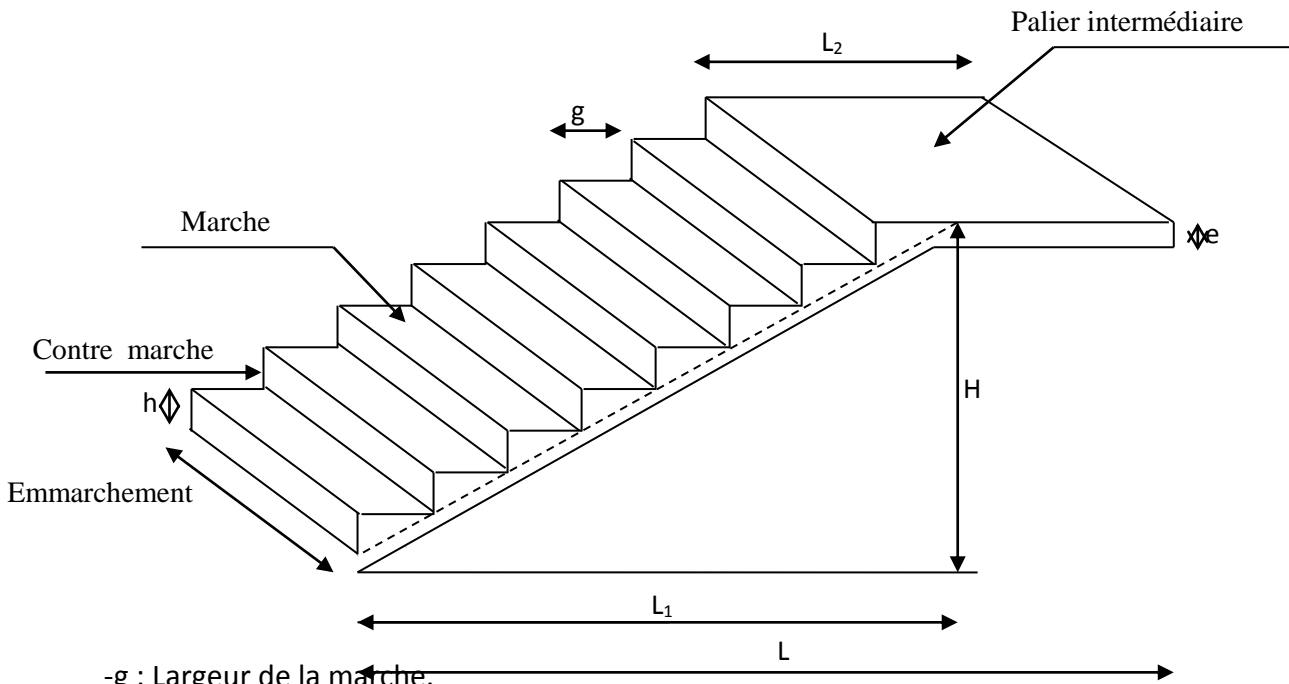
## calcul des éléments

## III.1. Calcul des escaliers:

### III.1.1. Définition:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

#### III.1.1.1. Terminologie:



-g : Largeur de la marche.

-h : Hauteur de la contremarche.

-e : épaisseur de la paillasse et de palier.

-H: hauteur de la volée.

-l : portée de la paillasse.

-l<sub>2</sub> : largeur du palier

-l<sub>1</sub> : longueur de la paillasse projetée.

-L: longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

**Fig. III.1.1 : Coupe verticale de l'escalier**

### III.1.1.2. Dimensions des escaliers :

-Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante:

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

-h : est le plus courant varie de 14 à 20 ( 17 en moyenne )

-g : est le plus courant varie de 22 à 33 ( 26 en moyenne ).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves: 1 m.

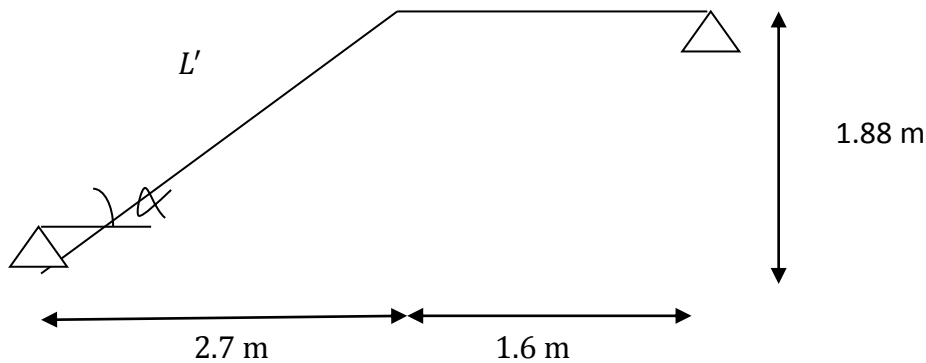
Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre  $n = H/h$  n'est pas, en général, un nombre entier; On prendra l'entier n' immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur:  $H/n'$ .

La longueur de la ligne de foulée sera:  $L = g (n' - 1)$ , le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

### III.1.2. Pré dimensionnement de l'escalier:

#### Type 1 :



**Fig.III.1.2.Schéma statique 1**

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$L_0 = L' + 1.6$$

$L'$  : Longueur de la volée en plan.

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} \Rightarrow \tan^{-1} \left( \frac{1.88}{2.7} \right) = 30^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{\cos(30)} = 3.11 \text{ m}$$

$$L_0 = 3.11 + 1.6$$

$$L_0 = 4.71 \text{ m}$$

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

$$15.7 \leq e \leq 23.55$$

On adopte :  $e = 20 \text{ cm}$

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$n$  : nombre de contre marche.

$m = n - 1$  : nombre de marche.

$H = 1.88 \text{ m}$ .

**-Formule de BRONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

- **Le nombre de contre marche (n) :**

$$n = H/h = 188/17$$

$n = 11.05$  : on prendra **n = 11**

$$m = n - 1 = 10$$

- **Le giron g :**

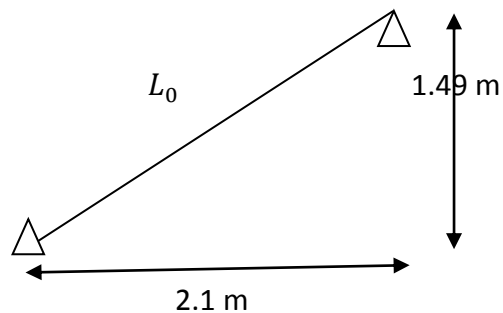
$$G = 270/10 = 27 \text{ cm.}$$

**Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (27 + 2 \times 17 = 61) \leq 66 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**Type 2 :**



**fig III.1.3:** schéma statique 2

$$L_0 = L'$$

$L'$  : Longueur de la volée en plan.

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} \Rightarrow \tan^{-1} \left( \frac{1.49}{2.1} \right) = 30^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{\cos(30)} = 2.57 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.57 \text{ m}$$

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

$$8.56 \text{ cm} \leq e \leq 12.85 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 12 cm**

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

n : nombre de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche.

H=1.49 m.

**-Formule de BRONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

- **Le nombre de contre marche (n) :**

$$n = H/h = 149/17$$

$$n = 8.76 : \text{on prendra } \mathbf{n = 9}$$

$$m = n-1 = 8$$

- **Le giron g :**

$$g = 210/8 = 26.25 \text{ cm on opte pour } g = 25 \text{ cm}$$

**Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (27 + 2 \times 17 = 61) \leq 66 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

on prendra le cas le plus défavorables des deux types.

C'est-à-dire :

on prendra **e= 20 cm, h=17cm, g=27cm**

### III.1.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

#### a- Détermination des charges et surcharges :

##### - Charge agissant sur le palier :

- Poids propre :  $25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$

- Poids des revêtements (carrelage+mortier):  $42 \times 0.02 = 0.84 \text{ KN/m}^2$

- Poids du lit de sable :  $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

- Poids de l'enduit en plâtre :  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$G_{tot} = 6.40 \text{ KN/m}^2$$

##### - Charge agissant sur la paillasse :

- Poids des marches :  $25 \times 0.17/2 = 2.13 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la volée :  $25 \times 0.2 = 5.75 \text{ KN/m}^2$

- poids des revêtements (carrelage+mortier)= $42 \times 0.02 = 0.84 \text{ KN/m}^2$

Poids du lit de sable :  $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

Poids de l'enduit en plâtre :  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Poids du garde corps :  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$G_{tot} = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

##### - Surcharge d'exploitation:

La surcharge d'exploitation des escaliers est:

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

##### - Combinaison des charges et surcharges:

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

- Palier :  $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.40 + 1,5 \times 2,5 = 12.4 \text{ KN/ml}$

- Paillasse :  $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,48 + 1,5 \times 2,5 = 16,55 \text{ KN/ml}$

- Charge concentrée :  $q_{u3} = 1,35 \times 2,36 \times (3,06 - 0,35) = 8,63 \text{ KN}$

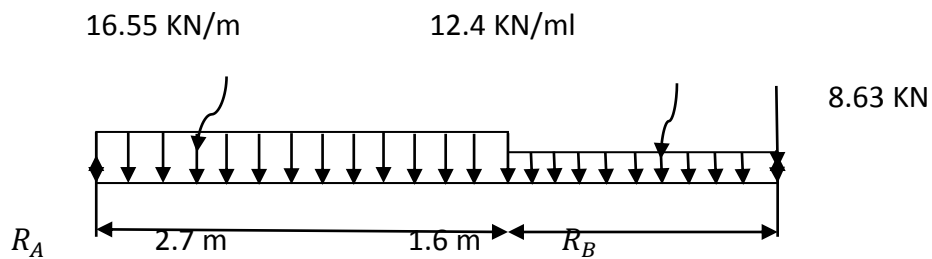
**-Etat limite de service: (ELS)**

- Palier :  $q_{u1} = G + Q = 6,40 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml}$

- Paillasse :  $q_{u2} = G + Q = 9,5 + 2,5 = 12 \text{ KN/ml}$

- Charge concentrée :  $q_{u3} = 1 \times 2,36 \times (3,06 - 0,35) = 6,39 \text{ KN/ml}$

**III.1.4.Efforts internes:**



**Fig III.1.4:** diagramme des efforts à l'ELU.

**III.1.4.1-Etat limite ultime:**

**-Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 73,15 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

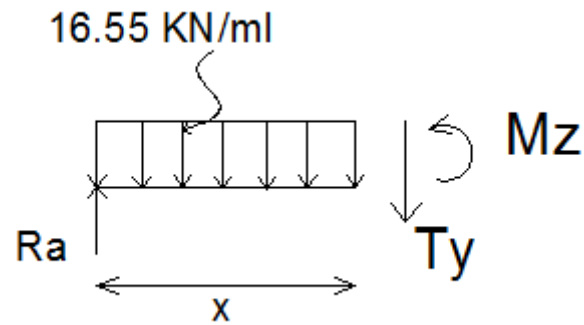
$$\sum M / B = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$R_A = 34,34 \text{ KN}$$

$$R_B = 38,82 \text{ KN}$$

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

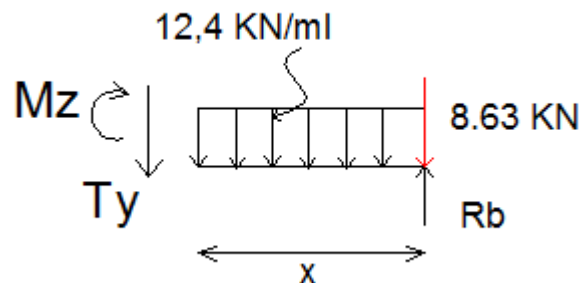
**1er tronçon:**  $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$ :



$$T_y = 16,55x - 34,34 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -34,34 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 10,35 \text{ KN} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -16,55 \frac{x^2}{2} + 34,34x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow x = 0 \\ M_z = 32,39 \text{ KNm} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

**2eme tronçon:**  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$ :



$$T_y = 12,4x - 30,19 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 30,19 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 10,35 \text{ KN} \rightarrow x = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,4 \frac{x^2}{2} + 30,19x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow x = 0 \\ M_z = 32,43 \text{ KNm} \rightarrow x = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u}{dx} = -12,4x + 30,19 = 0$$

$$x = 2,44 \text{ m.}$$

Donc : Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,21\text{m}$ . Donc:

$$M_{z_{max}} = -\frac{12,4x(2,44^2)}{2} + 30,19x2,44 = 36,75\text{KNm}.$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

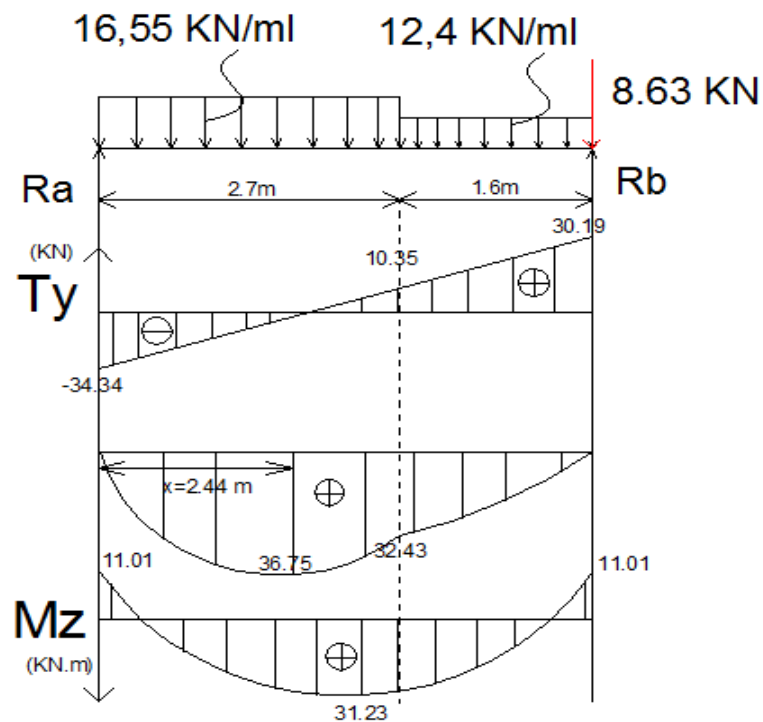
-Aux appuis :

$$Mu_a = -0,3M_{z_{max}} = -11,03\text{KN.m}$$

-en travées :

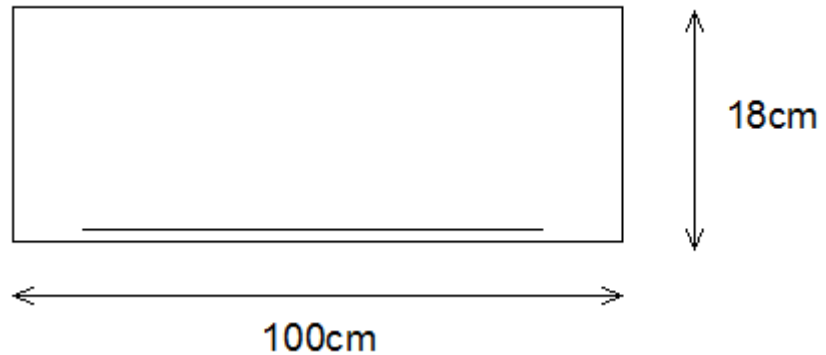
$$Mu_t = 0,85 M_{z_{max}} = 31,24\text{KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:



**FigIII.1.5** : diagramme des efforts internes (ELU).

-Calcul des armatures : (ELU)



- Aux appuis :

Nous avons :  $Mu_a = 11,03 \text{ KN.m}$

-Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{Mu_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.03 \times 10^3}{100(18^2) \times 14.2}$$

$$\mu_a = 0.023 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0265 \\ \beta = 0,9885 \end{cases}$$

$$\mu_a < \mu_l \Rightarrow (\text{S. S. A})$$

$$A_a = \frac{Mu_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.03 \times 10^3}{0.988(18) \times 348}$$

$$A_a = 1,78 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: **6HA12/ml** ( $A_a = 6.78 \text{ cm}^2$ ).

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

-En travée :

Nous avons :  $Mu_t = 31,24 \text{ KN.m}$

-Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{Mu_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31.24 \times 10^3}{100(18^2) \times 14.2}$$

$$\mu_t = 0.075 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0975 \\ \beta = 0,9665 \end{cases}$$

$$\mu_t < \mu_l \Rightarrow (\text{S. S. A})$$

$$A_t = \frac{Mu_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.24 \times 10^3}{0.966(18) \times 348}$$

$$A_t = 5,00 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: **6HA12/ml ( $A_t = 6.78 \text{ cm}^2$ ).**

-Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5}{4} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10/ml ( $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .**

### III.1.4.2. Vérification à l'ELU:

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

$$A_{min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis:  $A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$  (condition vérifiée)

-En travées:  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$  (condition vérifiée)

-Espacement des barres :

-Armatures principales:

$$\begin{cases} \text{-Aux appuis: } e = 15 \text{ m} \\ \text{-En travées: } e = 15 \text{ cm} \end{cases} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**-Armatures de répartition:**

$$\begin{cases} \text{-Aux appuis: } e = 20\text{cm} \\ \text{-En travées: } e = 20\text{cm} \end{cases} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

**- Effort tranchant:**(BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{umax} = 34,34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{34,34 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.2\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (BAEL 91, Art A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec  $\sum U_i$  : périmètre utile des barres.

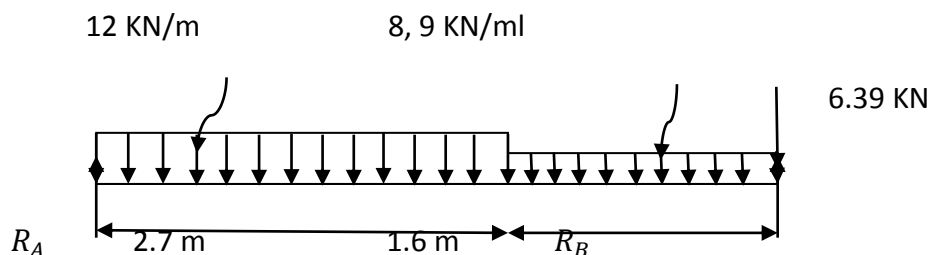
$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6$$

**- Ancrage des armatures aux appuis:**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,35 \text{ cm} \text{ -on opte pour : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

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



**FigIII.1.6 :** diagramme des efforts à l'ELS.

-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 53,03 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

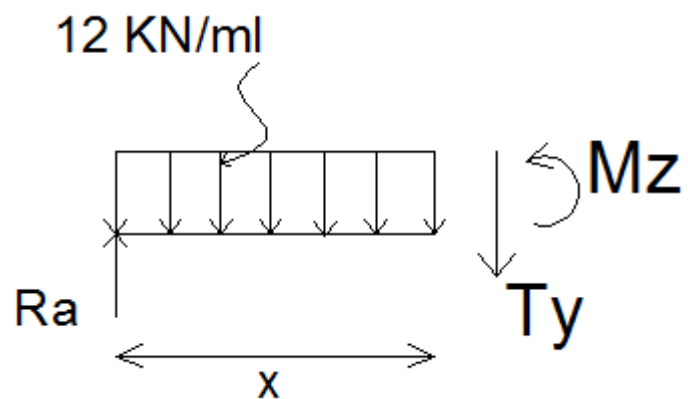
$$\sum M / B = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$R_A = 24.87 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.16 \text{ KN}$$

-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

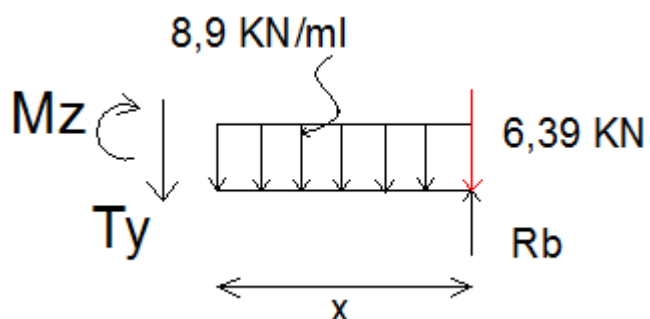
1er tronçon:  $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$ :



$$T_y = 12x - 24,87 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -24,87 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 7,53 \text{ KN} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12 \frac{x^2}{2} + 24,87x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow x = 0 \\ M_z = 23,41 \text{ KNm} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

2eme tronçon:  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$ :



$$T_y = -8,9x + 21,77 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 21,77 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 7,53 \text{ KN} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$Mz = -8,9\frac{x^2}{2} + 21,77x \Rightarrow \begin{cases} Mz = 0 \rightarrow x = 0 \\ Mz = 23,44 \text{ KNm} \rightarrow x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u}{dx} = -8,9x + 21,77 = 0$$

$$x = 2,44 \text{ m.}$$

-Le moment  $Mz(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,07 \text{ m}$ . Donc:

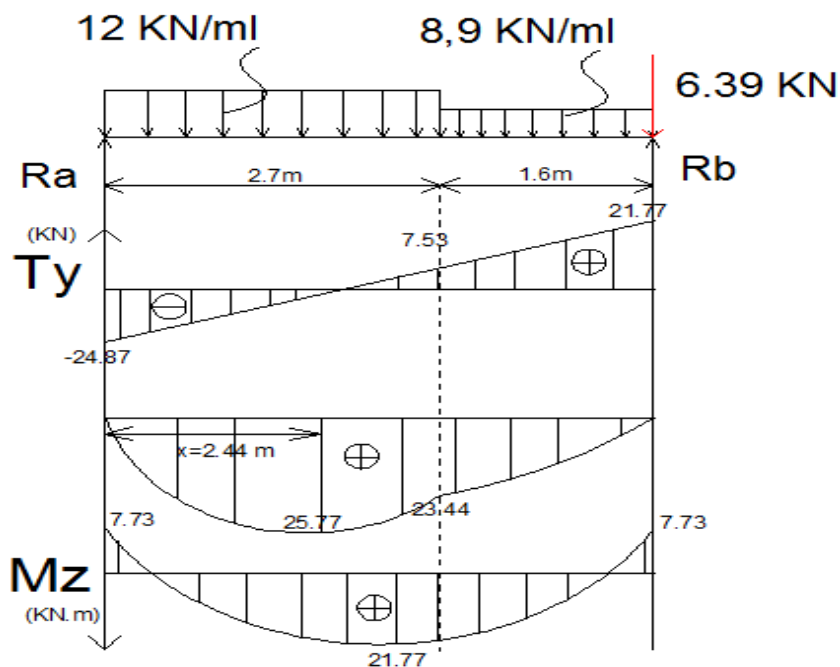
$$Mz_{max} = -\frac{8,9x(2,44^2)}{2} + 21,77x \cdot 2,07 = 25,77 \text{ KNm.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

-Aux appuis :  $Mu_a = -0,3Mz_{max} = -7,73 \text{ KN.m}$

-en travées :  $Mu_t = 0,85 Mz_{max} = 21,9 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:



**FigIII.1.7** : diagramme des efforts internes (ELS).

### III.1.5. Vérification à l'ELS:

#### III.1.5.1 :-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

On doit vérifier que:  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} < \sigma_{bc} = 0.6x\overline{f_{c28}} = 15 \text{ MPa}$

- **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 6,78\text{cm}^2 = 6\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{S_t} = 21,9 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \quad \alpha_1 = 0,285$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,285}{15(1 - 0,285)} = 0,0265$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{21,9 \times 10^{-3}}{0,905 \times 0,18 \times 6,78 \times 10^{-4}} = 198,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198,28 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0265 \times 198,28 = 5,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 6,78\text{cm}^2 = 6\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{a_t} = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \quad \alpha_1 = 0,285$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,285}{15(1 - 0,285)} = 0,0265$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{0,905 \times 0,18 \times 6,78 \times 10^{-4}} = 69,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,98 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0265 \times 69,98 = 1,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

**III.1.5.2 -Etat limite de déformation :**

1/  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{430} = 0,0465 < \frac{1}{16} = 0,0625$  **condition non vérifiée**

2/  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{21,9}{10 \times 25,77} = 0,1 > \frac{h}{l} = 0,0465$  **condition non vérifiée**

3/  $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  **condition non vérifiée**

**La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.**

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 12 \text{ KN} \quad ; \quad l = 430 \text{ cm.}$$

$$v_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 20^2 / 2 + 15 \times 6,78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 10,38 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - y_2 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$Ifv = (10.38^3 + 9.62^3) \cdot \frac{100}{3} + 15.6,78 (9,62 - 3)^2$$

$$Ifv = 72752.68 \text{ cm}^4$$

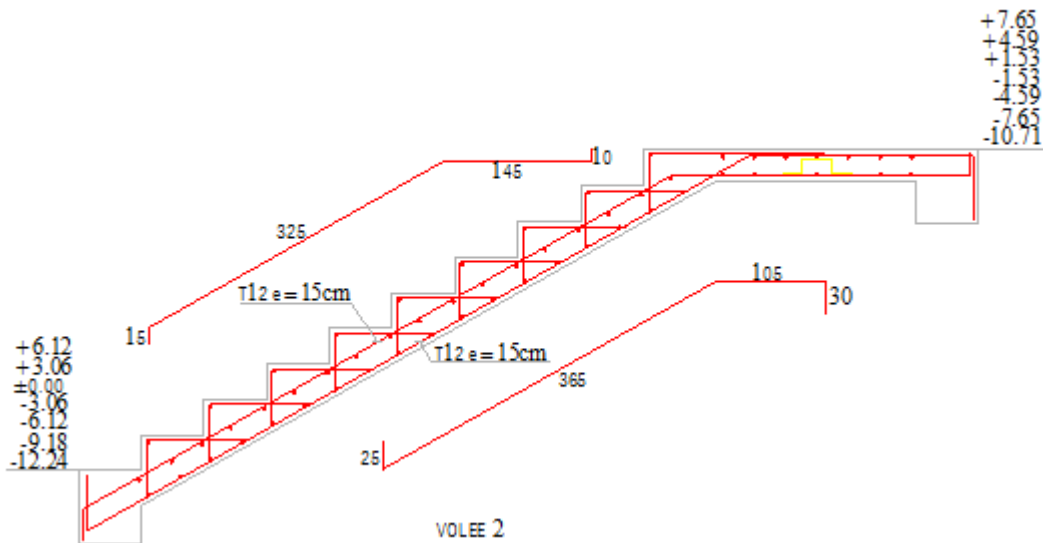
$$\rightarrow I_{fv} = 29942,99 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12 \times 10^8 \times 430^4}{384 \times 10818,886 \cdot 10^3 \times 72752.68} = 6.77 \text{ mm}$$

Donc  $f = 0,67 < \bar{f} = 0,86 \text{ cm}$ .....condition vérifiée

La flèche est admissible.

### FERRAILLAGE DES ESCALIERS :



**Fig III.1.8** : coupe verticale de ferrailage de l'escalier.

### III.2. Calcul de la poutre palière :

#### Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,80m (entre nu d'appuis).

### III.2.1. Pré dimensionnement :

#### a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2.8 \text{ m} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

$$\text{Donc : } 18,66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

#### b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 30 \text{ cm}$

### III.2.2 : vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$$b \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \quad \text{condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$h_t \geq 35\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \quad \text{condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots \frac{35}{30} = 1,16\text{cm} < 4\text{cm} \quad \text{condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

donc la poutre palière à pour dimensions : 30cm



$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

### III.2.3. Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU :  $R_u = 38,82 \text{ KN}$

ELS :  $R_s = 28,16 \text{ KN}$

### Combinaison de charges :

l'ELU :  $q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 2,625) + 38,82 = 42,36 \text{ KN/ml}$

$q_u = 42,36 \text{ KN/ml}$

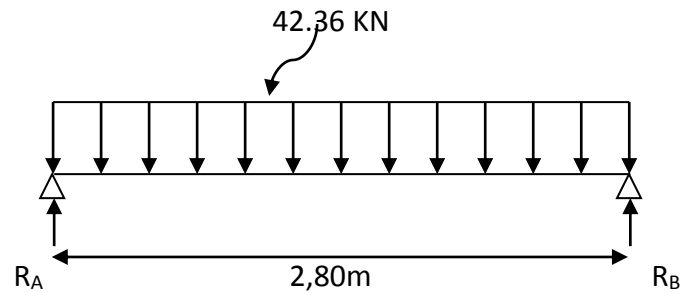


Fig.III.2.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

### III.2.3.1 : Calcul des efforts à l'ELU :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42,36 \times 2,80}{2} = 59,3 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42,36 \times 2,8^2}{8} = 41,51 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42,36 \times 2,80}{2} = 59,3 \text{ KN}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 41.51 = -12.45 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 41.51 = 35,28 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

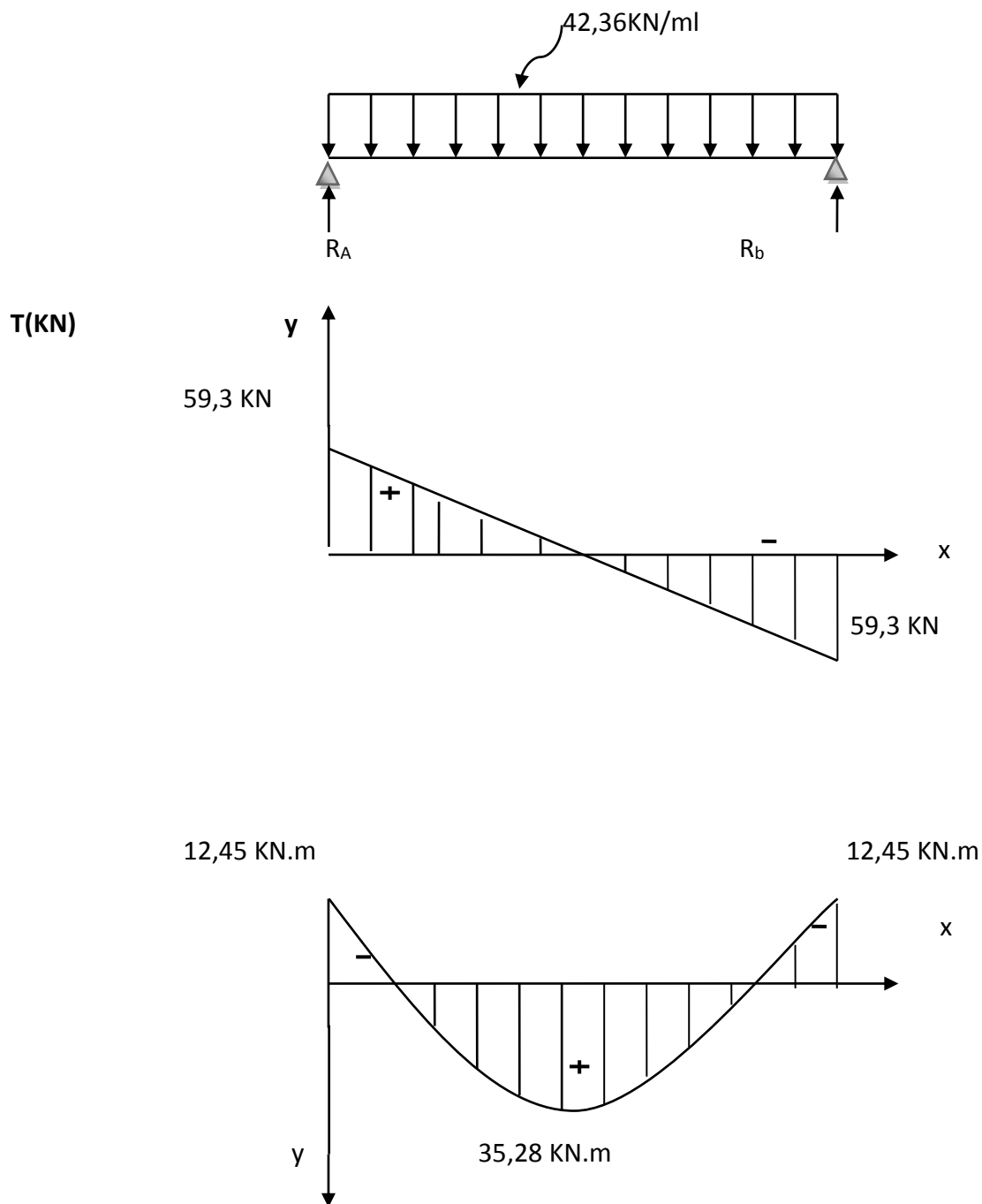


Fig.III.2.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

### III.2.4 : Calcul des armatures

#### Armature principale :

- **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35,28 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu_b = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée ;}$$

$$-\beta = 0,96$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,28 \times 10^3}{0,96 \times 33 \times 348} = 3,2 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,45 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

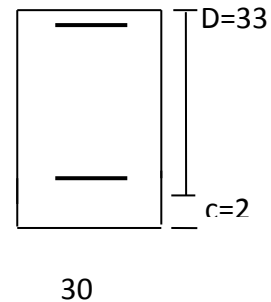
$$\beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,45 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 1,1 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**.

### III.2.5 : Vérifications à l'ELU

#### a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)



$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 .$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b) Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 59,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{39,97 \times 10}{30 \times 33} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

#### (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{59,3 \times 10}{0.9 \times 33 \times 3(1,4) \times 3,14} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

### C)Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6\psi_s^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,4 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets :  $L_c = 0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 49,4 = 19,76 \text{ cm}$$

**d) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 = 594 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 59,3 \text{ KN} < 595 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 X d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 59,3 \times 10^3 - \frac{12,45 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) \times 10^{-2} = 0,499 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,499 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,4 ; 1 ; 3 \} = 1 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre :  $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**. → (1 cadre + 1 étrier)  $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7 ; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,072 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

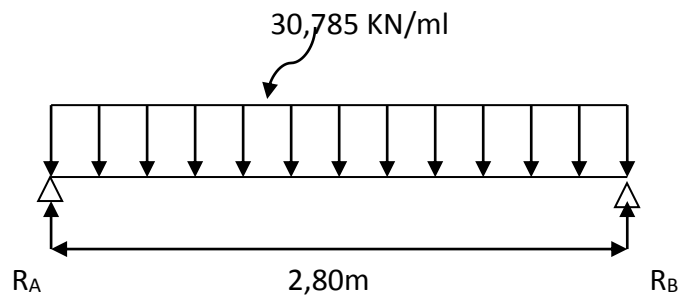
Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

### III.2.6 : Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charges :**

$$\text{L'ELS : } q_s = G + R_s = 2,625 + 28,16 = 30,785 \text{ KN/ml}$$



a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{30,785 \times 2,80}{2} = 43,09 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{30,785 \times (2,80)^2}{8} = 30,17 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

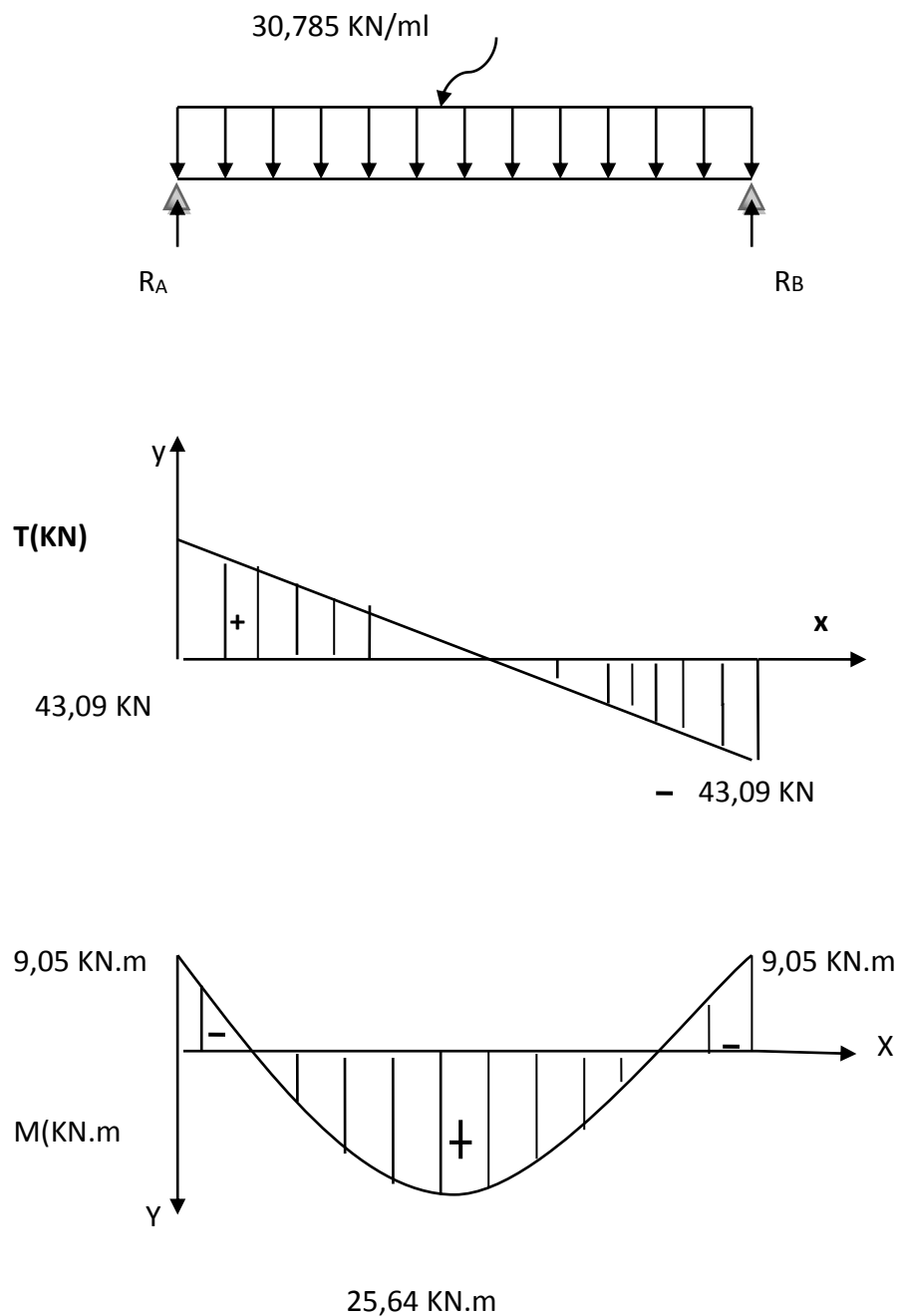
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{30,785 \times 2,80}{2} = 43,09 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 30,17 = -9,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 30,17 = 25,64 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Fig. III.2.3 : : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant**

### III.2.4.1 : Vérifications à l'ELS :

**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5,**

**2)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

**En travée : Ast = 4,62 cm<sup>2</sup>**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 33} = 0,46 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,897 \quad \Rightarrow K_1 = 33,54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{25,64 \times 10^3}{0,897 \times 33 \times 4,62} = 187,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187,48}{33,54} = 5,59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,59 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis : Aa = 4,62 cm<sup>2</sup>**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 33} = 0,46 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,897 \quad \rightarrow K_1 = 33,54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{9,05 \times 10^3}{0,897 \times 33 \times 4,62} = 60,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{60,14}{33,54} = 1,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.2.4.2 : Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,125 \geq \frac{M_{tr}}{10 M_0} = \frac{25,64}{10 \times 30,17} = 0,084 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4,62}{30 \times 33} = 0,0046 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées

### III.3. Calcul des planchers :

-La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont Préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ( $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ ) dont la poutrelle est continu sur cinq travées.

#### III.3.1 : -calcul de la dalle en compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes mentionnées dans le **BAEL 91 modifié 99 [ article B.6.8-4-2-3]**.

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

- **33 cm** : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, Sa dimension est de 16cm.

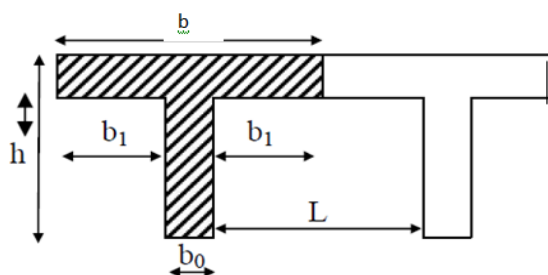
Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

-Limité les risques de fissuration par retrait.

-Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

-Réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines des charges localisées (surcharge).

#### Détermination des dimensions de la section en T :



FigIII.3.1 :coupe vertical d'un plancher.

La largeur ( $b_1$ ) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus respectives des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L/2$  ..... **(1)**

$$-b_1 \leq L_1/10 \dots\dots\dots(2)$$

$$-b_1 \leq 2.x/3 \dots\dots\dots(3)$$

Avec:

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L1: portée libre de la poutrelle (L1= 3,3m)

X: distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche b0 : largeur de la nervure (b0=12 cm)

h0 : épaisseur de la dalle de compression ( h0 = 4 cm )

d: hauteur utile d = 18 cm

c: enrobage C =2cm

$$\text{Donc: (1)} \Rightarrow b_1 \leq (65-12)/ 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 330 / 10 = 33 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (330/2) = 110 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où: } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

On prend b1= 26,5 cm.

### III.3-2 CALCUL DES ARMATURES :

#### III.3.2.1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

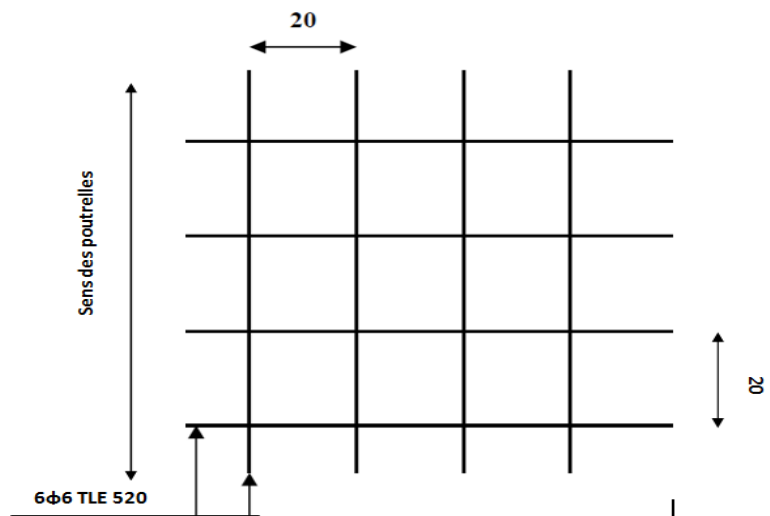
L : distance entre axe des poutrelles (50cm < L < 80cm)

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} , e = 20 \text{ cm}$$

#### III.3.2.2 : Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} , e=20 \text{ cm.}$$



**Fig III-3-2 :** Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm<sup>2</sup>

### Conclusion :

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimensions (**5x200x200**) mm<sup>2</sup>.

### III.3.3 Calcul de la poutrelle à l'ELU:

#### III.3.3.1 :avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \times 0,65 \text{ KN/ml}$

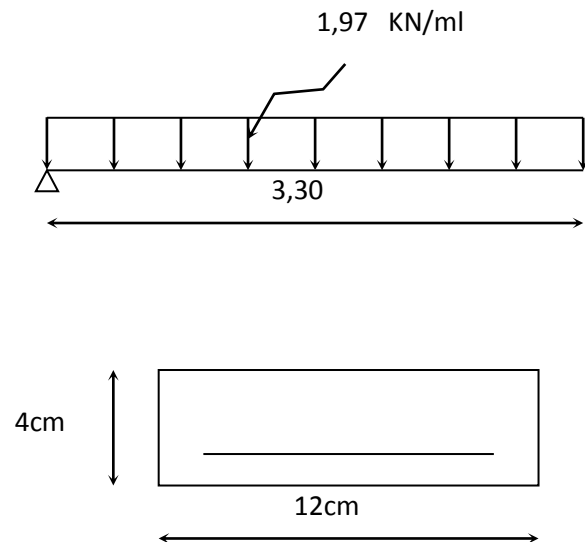
#### A. combinaison d'actions :

A l'ELU :  $QU = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 0.65 = 1.97 \text{ KN/ml}$

#### B. Calcul du moment isostatique :

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.97 \times 3.3^2}{8} = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 3.3}{2} = 3.3 \text{ KN.}$$



### C. ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{2.68 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 3.93 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \quad \text{--- S.D.A ---}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais Intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de Compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

### III.3.3.2 :Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encasté à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$ .

- surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/ml}$ .

### A). Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.14 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } Q_s = G + Q = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

### B) Choix de la méthode :

$$\begin{cases} Q \leq \max \{ 2G ; 5\text{KN} \} \\ 0.97 \leq \max \{ 6.94 ; 5\text{KN} \} \end{cases} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

-les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité .... **(condition vérifiée)**

-les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left( 0.80 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25 \right) \text{ on a :}$$

$$\frac{3.30}{3.30} = 1, \quad \frac{3.30}{2.8} = 1.17, \quad \frac{2.8}{3.30} = 0.85$$

$\longrightarrow$  condition vérifiée

-L'effacement est considéré comme non préjudiciable.

Condition vérifiée.

### ❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

### -Principe de la méthode :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant entre travées.

### -Exposé de la méthode :

- $\alpha$  : rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

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

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$   
 Avec :  $(1+0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  ; dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  ; dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- **C-Application de la méthode forfaitaire :**

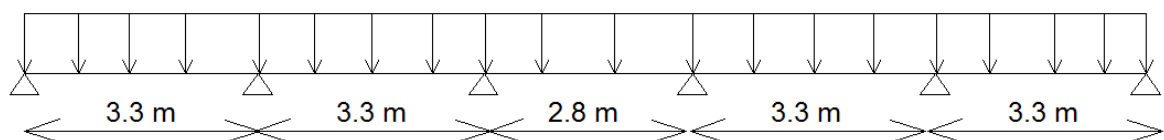
- **C-1-Rapport des charges**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

$$\alpha = \frac{0.97}{0.97 + 3.47} = 0,22$$

-**Choix de poutrelles à étudier**

**-Poutrelle I :**



**III.3.3 : Schéma statique.**

-Calcul des moments isostatiques  $M_{01}$ ,  $M_{02}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Pour  $L = 3,3$  [m]

$$M_{01} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6,14 \times 3,3^2}{8} = 8,36 [KN.m]$$

Pour  $L = 2,8$  [m]

$$M_{02} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6,14 \times 2,8^2}{8} = 6,02 [KN.m]$$

**C.2 : Calcul des moments fléchissant pour la poutrelle I :**

**C.2.1-Moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,36$$

$$M_1 = 2,51 [KN.m]$$

$$M_2 = 0,5 \times M_{01} = 0,5 \times 8,36$$

$$M_2 = 4,18 [KN.m]$$

$$M_3 = 0,4 \times M_{01} = 0,4 \times 8,36$$

$$M_3 = 3,34 [KN.m]$$

$$M_4 = 0,4 \times M_{01} = 0,4 \times 8,36$$

$$M_4 = 3,34 [KN.m]$$

$$M_5 = 0,5 \times M_{01} = 0,5 \times 8,36$$

$$M_5 = 4,18 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,36$$

$$M_6 = 2,51 \text{ [KN.m]}$$

### C.2.2-Moments en travées :

#### Travée AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01}$$

$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,066 \geq 1,05$$

$$M_{tAB} = 5,56 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Travée de rive} \rightarrow M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{tAB} = 5,29 \text{ [KN.m]}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 5.56 \text{ [KN.m]}}$$

#### Travée BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01}$$

$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,069 \geq 1,05$$

$$M_{tBC} = 4,45 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Travée intermédiaire} \rightarrow M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{tBC} = 5,15 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{tBC}=8,707[\text{KN.m}]$$

### + Travée CD

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{02}$$

$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,069 \geq 1,05$$

$$M_{tCD} = 5,29 [\text{KN.m}]$$

$$\text{Travée intermédiaire} \rightarrow M_{tCD} \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_{02}$$

$$M_{tCD} = 5,57 [\text{KN.m}]$$

$$M_{tCD}=5,57 [\text{KN.m}]$$

### + Travée DE

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{02}$$

$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,069 \geq 1,05$$

$$M_{tDE} = 5,15 [\text{KN.m}]$$

$$\text{Travée de rive} \rightarrow M_{tDE} \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_{02}$$

$$M_{tDE} = 4,45 [\text{KN.m}]$$

→ On prend

$$M_{tDE}=7,593 [\text{KN.m}]$$

**✚ Travée EF**

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01}$$

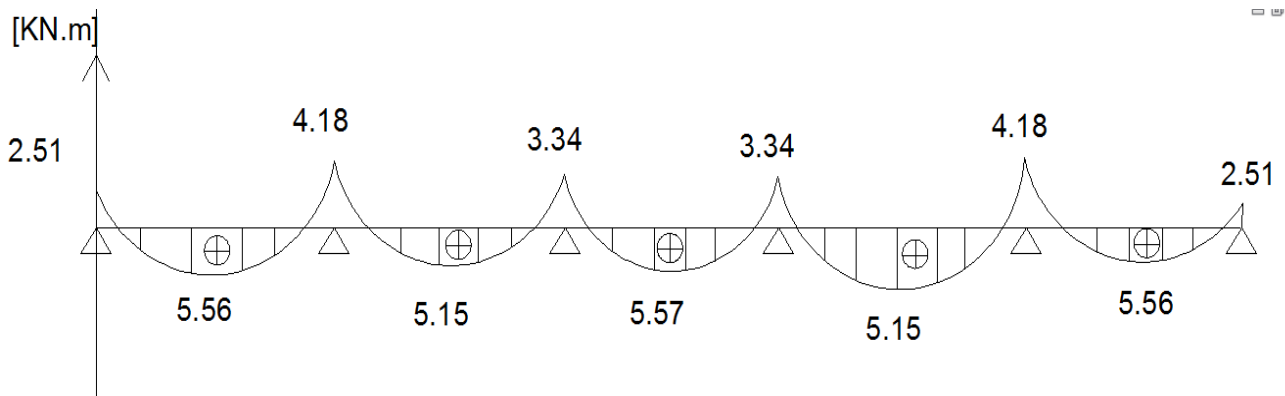
Avec :  $(1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,066 \geq 1,05$

$$M_{tAB} = 5,29 \text{ [KN.m]}$$

Travée de rive  $\rightarrow M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$

$$M_{tAB} = 5,56 \text{ [KN.m]}$$

**$M_{tAB} = 5,56 \text{ [KN.m]}$**



**III.3.4 : Diagramme des moments :**

**-Calcul des efforts tranchants :**

**✚ Travée AB**

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} + \frac{q \cdot l_{AB}}{2}$$

**$T_A = -10,64 \text{ [KN]}$**

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} - \frac{q \cdot l_{AB}}{2}$$

$$T_B = 9,62 \text{ [KN]}$$

✚ Travée BC

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} + \frac{q \cdot l_{BC}}{2}$$

$$T_B = -9,87 \text{ [KN]}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} - \frac{q \cdot l_{BC}}{2}$$

$$T_C = 10,39 \text{ [KN]}$$

✚ Travée CD

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} + \frac{q \cdot l_{CD}}{2}$$

$$T_C = -8,59 \text{ [KN]}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} - \frac{q \cdot l_{CD}}{2}$$

$$T_D = 8,6 \text{ [KN]}$$

✚ Travée DE

$$T_D = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} + \frac{q \cdot l_{DE}}{2}$$

$$T_D = -10,39 \text{ [KN]}$$

$$T_E = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} - \frac{q \cdot l_{DE}}{2}$$

$$T_E = -9.8 \text{ [KN]}$$

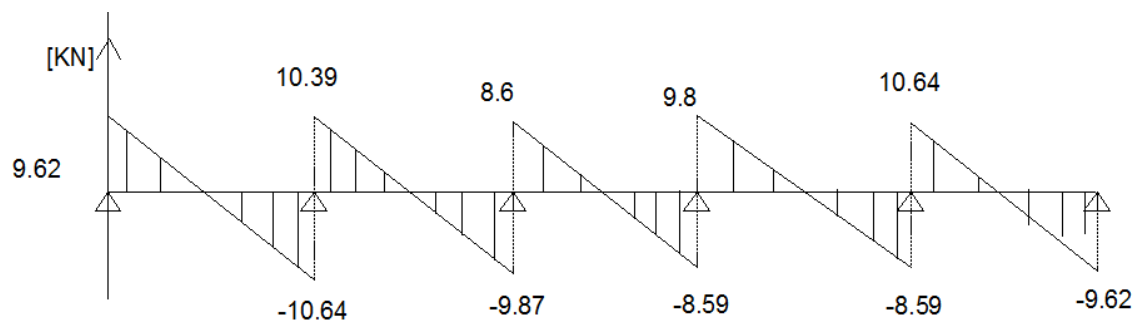
✚ Travée EF

$$T_E = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} + \frac{q \cdot l_{DE}}{2}$$

$$T_D = -9.62 \text{ [KN]}$$

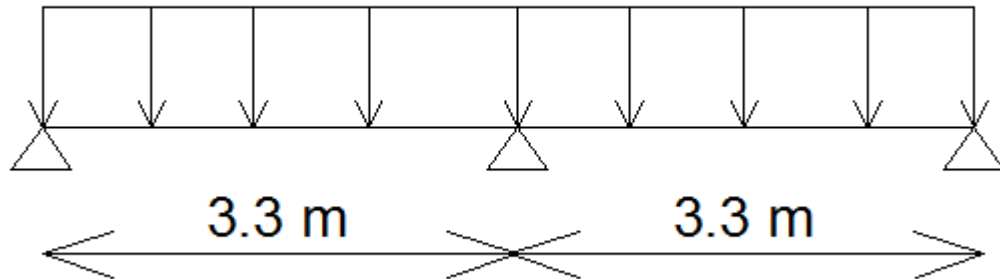
$$T_F = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} + \frac{q \cdot l_{DE}}{2}$$

$$T_D = -10.64 \text{ [KN]}$$



III.3.5-Diagramme des efforts tranchants :

**Poutrelle 2 :**



**III.3.6 :Schéma statique d'une poutrelle.**

**-Calcul des moments isostatiques  $M_{01}$ ,  $M_{02}$**

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Pour  $L = 3,3$  [m]

$$M_{01} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6,14 \times 3,3^2}{8} = 8,36 [KN.m]$$

**C.3-Calcul des moments fléchissant pour la poutrelle 2 :**

**C.3.a : Moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,36$$

$$M_1 = 2,51 [KN.m]$$

$$M_2 = 0,6 \times M_{01} = 0,5 \times 8,36$$

$$M_2 = 5,02 [KN.m]$$

$$M_3 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,36$$

$$M_3 = 2,51 [KN.m]$$

### C.3.b-Moments en travées :

#### ✚ Travée AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01}$$

$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,066 \geq 1,05$$

$$M_{tAB} = 5,14 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Travée de rive} \rightarrow M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{tAB} = 5,29 \text{ [KN.m]}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 5.29 \text{ [KN.m]}}$$

#### ✚ Travée BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01}$$

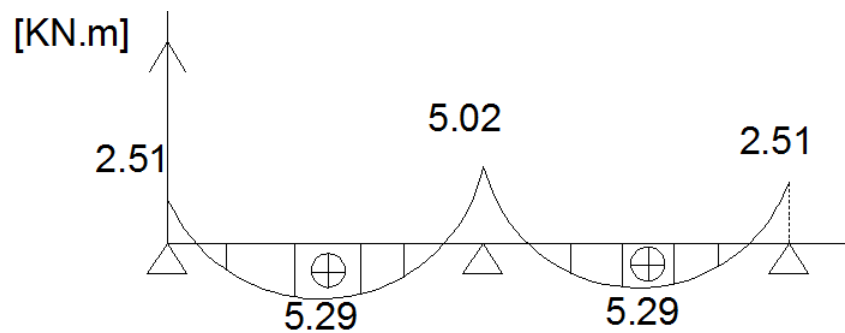
$$\text{Avec : } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow 1,069 \geq 1,05$$

$$M_{tBC} = 5,14 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Travée intermédiaire} \rightarrow M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{tBC} = 5,29 \text{ [KN.m]}$$

$$\mathbf{M_{tBC} = 5.29 \text{ [KN.m]}}$$



III.3.7-Diagramme des moments fléchissant :

Calcul des efforts tranchants :

✚ Travée AB

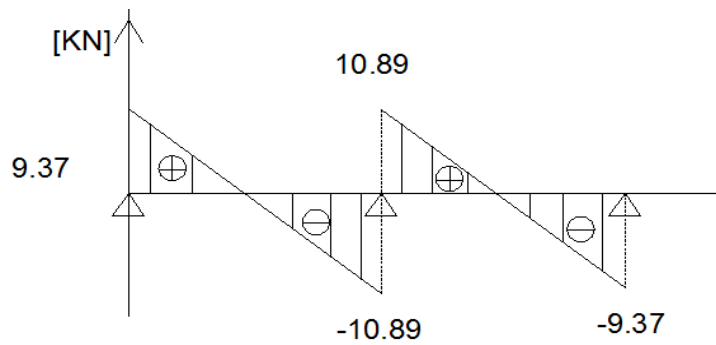
$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} - \frac{q \cdot l_{AB}}{2} \quad T_A = -10,89 \text{ [KN]}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} + \frac{q \cdot l_{AB}}{2} \quad T_B = 9,37 \text{ [KN]}$$

✚ Travée BC

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} - \frac{q \cdot l_{BC}}{2} \quad T_B = -9,37 \text{ [KN]}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} + \frac{q \cdot l_{BC}}{2} \quad T_C = 10,89 \text{ [KN]}$$



### III.3.8 : Diagramme efforts tranchants :

### III.3.4 : Calcul des armatures :

#### 1-à l'ELU

-Les moments sur appuis et en travée sont comme suite :

$$M_{amax}=5,02[\text{KN.m}]$$

$$M_{tmax}=5,57[\text{KN.m}]$$

#### III.3.4 .1 -Armatures longitudinales

##### En travée :

Moment équilibré par la table

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

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

$M_t > M_{tmax} \rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul sera conduit comme pour une section rectangulaire de section (bxh)

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,57 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0186$$

$$\mu = 0,0186 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,0186 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,57 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,89 [\text{cm}^2]$$

Soit :  $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 [\text{cm}^2]$

### Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile  $d=18$  et de largeur  $b_0=12$  [cm].

$$M_{a \max} = 5,02 [\text{KN.m}], \quad \mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,02 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0123.$$

$$\mu = 0,0123 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,0123 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{5,02 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,806 [\text{cm}^2]$$

Soit :  $A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 [\text{cm}^2]$

### III.3.4.2 : Calcul des armatures transversales :

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

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \{10\text{mm}; 5,71; 12\text{mm}\}$$

On adopte un diamètre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

La section des armatures transversales :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

• L'espacement entre les cadres :

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{0,4} \cdot \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{10,89 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,504 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 0,56}{(0,504 - 0,3 \cdot 21) \cdot 12}$$

$$\{16,2; 24,42\} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.3.5 Les vérifications :

#### III.3.5.1 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

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

✚ **En travée:**  $A_t = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$  → Condition vérifiée

✚ **Aux appuis:**  $A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$  → Condition vérifiée

#### III.3.5.2 -Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{10,89 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,504 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; [ 5 \text{ MPa} ] \right\} = 3,33 \text{ [ MPa ]}$$

$$\tau_u = 0,504 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.3 -Influence de l'effort tranchant sur le béton :

### (Art.A.5.1-313\_B.A.E.L.91\_modifié.99)

On doit vérifier que:  $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{J_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec:

a = 0,9.d: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ [ KN ]}$$

$$T_{\max} = 10,89 \text{ [ KN ]} < 129,6 \text{ [ KN ]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.4 -Influence de l'effort tranchant sur les armatures:

### (Art.A.5.1-313\_BAEL.91\_modifié.99)

Si la valeur absolue du moment flechissant de calcul à l'E.L.U  $M_u < 0,9.T_u.d$  ; alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a :  $T_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d}$

**a-Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$M_a < 0,9.T_{u\max}.d$$

$$0,9 \times 10,89 \times 0,18 = 1,76$$

$$M_a = 5,02 \text{ [KN/m]} > 1,76 \text{ [KN/m]}$$

→Les armatures sont suffisantes

**b-Au niveau de l'appui de rive:**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant d'ancrer la nappe d'armatures inférieures suffisante avec sa longueur de scellement il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot T_{\max}}{f_e}$$

$$A_{\text{adopté}} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{ancré}} = 0,313 \text{ [cm}^2\text{]}$$

→Les armatures sont suffisantes

**c-Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{T_{\max} (b - b_0)}{1,8.b.d.h_0}$$

$$\tau = \frac{10,89 \times (650 - 120) \times 10^3}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,84 [ MPa ]$$

$$\tau = 0,68 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion:**

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

### III.3.5.5 : Vérification des contraintes d'adhérence à l'entraînement des barres:

**(Art.A.6.1-3\_B.A.E.L.91\_modifié.99)**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [ MPa ]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 1,2 = 3,76 [ cm ]$$

$$\tau_{se} = \frac{10,89 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,6} = 1,78 [ MPa ]$$

$$\tau_{se} = 1,78 [ MPa ] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [ MPa ] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres

### III.3.5.6: Calcul de la longueur de scellement:/droit: (Art.A.6.1-221\_B.A.E.L.91\_modifié.99)

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 [ cm ]$$

On prend  $\rightarrow L_s = 45 [ cm ]$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [ MPa ].$$

A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes:

$L_s = 40X\phi$  pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 ,de  $\Psi_s$  au moins égal à 1,5.

### III.3.6 Vérification à l'ELS :

#### III.3.6.1 : Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS

De la même manière qu'à l'ELU nous calculerons les moments sur appuis et en travées.

Obtient les valeurs données ci- dessous sous forme de diagrammes.

#### a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 2 \phi_{10} = 1,57 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,57}{12 \cdot 18} = 0,72 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow \alpha_1 = 0,489$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,489}{15(1 - 0,489)} = 0,0637$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,02 \cdot 10^{-3}}{0,837 \cdot 0,18 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}} = 169,95 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \text{ (OK)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0637 \cdot 169,95 = 10,82 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 \phi_{12} = 1,13 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow \alpha_1 = 0,327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1 - 0,327)} = 0,0324$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,62 \cdot 10^{-3}}{0,891 \cdot 0,18 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}} = 199,74 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0324 \times 199,74 = 6,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

### b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 169,95 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

### c/ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 330 \text{ cm (longueur entre axe)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,0526 \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots (3).$

- $L < 8,00 \text{ m} \dots \dots \dots (4).$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \overline{f} \quad \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm.}$$

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

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

avec ( $n = 15$ )

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

$Y_1$  : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 8} = 0,016$$

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

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 1,57 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 1,57}$$

$$Y_1 = 9,00 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 11 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [9^3 + 11^3] + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 9 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1,57 \cdot (11 - 2)^2$$

$$I_0 = 20818,216 \text{ cm}^4$$

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

$$\nu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 169,95 + 2,1} \right] = 0,716$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 20818,216}{1 + 0,716 \times 1,027}$$

$$I_{fv} = 13196,3437$$

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

$$f = \frac{4,02 \times 10^3 (330)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 10^{-4} \times 13196,3437}$$

$$f = 0,306 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### III-4 : Calcul des balcons :

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges.

Il sera calculé comme une console encastrée dans la poutre.

#### III-4-1: Dimensionnement :

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

-Largeur  $l=1,30\text{m}$ .

-Épaisseur de balcon (dalle pleine) :  $e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm}$

On prend une épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .

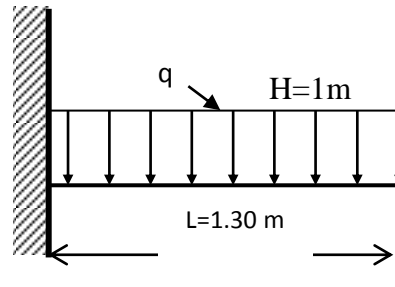


Fig .III .4.1 : Schéma statique du balcon

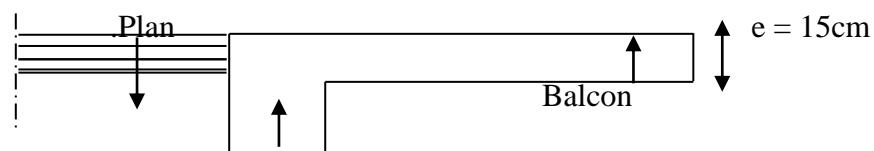


Fig. III .4.2 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre de rive

### III-4-2 : Détermination des charges :

#### III-4-2-1 : Charges permanentes :

##### a / Poids surfacique :

$$G = 535\text{Kg/m}^2 \text{ (déjà calculé)}$$

##### - Poids par mètre linéaire :

$$G = 535 \times 1 \times 10^{-2} = 5,35\text{KN / ml.}$$

##### b / Charges concentrées :

##### - Poids de garde corps : $G_1 = 1.62\text{KN / m}^2$ .

$$G_1 = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62\text{KN/ml.}$$

#### III-4-2-2 : Surcharges d'exploitation :

##### a / Charges concentrées dues à la main courante :

$$Q_1 = 1 \text{ KN / ml.}$$

**b / Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN / ml.}$$

### III-3-3 : Calcul à L'E.L.U :

Le balcon est calculé en flexion simple.

### III-4-3-1 : Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$q_u = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,47 \text{ KN / ml.}$$

$$G_{1u} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,62 = 2.187 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{1u} = 1,5Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN / ml.}$$

### III-4-3-2 : Calcul de moment $M_u$ :

La section de calcul est la section d'encastrement, section sollicitée par le moment maximum.

#### III-4-3-2-1 : Moment provoqué par $F_u$ :

$$M_{Gu} = G_{1u} \times L = 2.18 \times 1,3 = 2,83 \text{ KNm.}$$

#### III-4-3-2-2 : Moment provoqué par $F'_u$ :

$$M_{Qu} = Q_{1u} \times H = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KNm.}$$

#### III-4-3-2-3 : Moment provoqué par $q_u$ :

$$M_{qu} = \frac{+ q_u \cdot L^2}{2} = \frac{+ 12,47 \times (1,3)^2}{2} = 10,54 \text{ KNm}$$

#### III-4-3-2-4 : Moment total $M_u$ :

$$M_u = M_{qu} + M_{fu} + M_{f'u} = 10,54 + 2,83 + 1,5 = 14,88 \text{ KN.m.}$$

La fibre supérieure est tendue.

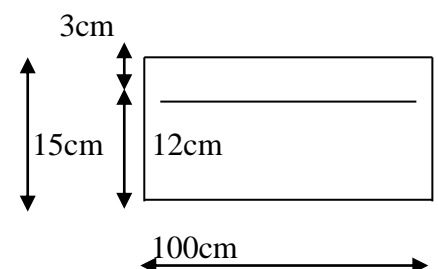
### III-4-4 : Ferrailage :

#### III-4-4-1 : Armatures principales :(Longitudinales)

-Moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,88}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,072$$

$$\mu_u = 0,072 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{ ( SSA )}$$



Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,072 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{14,88 \times 10^3}{0,959 \times 12 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2$$

On opte :  $A_s = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement :  $S_t = 20\text{cm}$

### III 4.4.2 : Armatures de répartition : (Transversales)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte  $5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ .

Avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

### III 4.5 : Vérification à L'E.L.U :

#### 1-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 12 \times 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2 < A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition}$$

vérifiée.

#### 2- Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (cisaillement) :

Fissuration préjudiciable (Art 5-1-2-1)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_U^{\max} = q_U \cdot l + Q_{u1} = 12,47 \times 1,30 + 2,18 = 18,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,39 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,153 < 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis BAEL.91-Art6.1.3

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{18,39 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 3,14 \times 0,012 \times 5} = 0,903 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,903 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### 4-Ancrage des barres (BAEL.91-A-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.} \quad \text{Avec}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

On adopte  $l_a = 17 \text{ cm.}$

### 5- Espacement des barres :

#### -Armatures principales :

$$St_{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### -Armatures de répartition :

$$St_{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 6-Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

Il faut vérifier que :

$$\frac{2.V_u^{\max}}{a.b} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a \leq 0,9d = 0,9 \times 12 = 10,80 \text{ cm.}$$

$$0,267.a.b.f_{c28} = 0,267 \times 10,80 \times 10^{-2} \times 1 \times 25 \times 10^3 = 720,9 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 18,39\text{KN} < 720,9\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### III 4.5 : Vérification à l'ELS :

#### III 4.5.1 : Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q = (5,35 + 3,5) \times 1\text{m} = 8,85\text{KN/ml}$$

$$G_{s1} = 1,62\text{KN/ml}$$

$$Q_{s1} = 1\text{KN/ml}$$

#### III 4.5.2 : Calcul de moment $M_s$ :

La section de calcul et la section d'encombrement, section sollicitée par le moment maximum.

##### III 4.5.2.1 : Moment provoqué par $G_s$ :

$$M_{G_{s1}} = Q_{G1} \times L = 1,62 \times 1,3 = 2,11 \text{ KN.m}$$

##### III 4.5.2.2 : Moment provoqué par $Q'_s$ :

$$M_{Q_{s1}} = Q_{s1} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm}$$

##### III 4.5.3 : Moment provoqué par $q_s$ :

$$M_{q_s} = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} = 7,48 \text{ KN.m}$$

##### III 4.5.3.1 : Moment total $M_s$ :

$$M_s = M_{q_s} + M_{G_{s1}} + M_{Q_{s1}} = 7,48 + 2,11 + 1 = 10,59 \text{ KN.m}$$

##### III 4.5.3.2 : Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,471$$

$$\rho_1 = 0,471 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,896 ; \quad \alpha_1 = 0,312$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,312}{15(1 - 0,312)} = 0,0302$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,59 \times 10^{-3}}{0,896 \times 0,12 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 174,32 \text{ MPa} \text{ car } \phi \succ 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ , pour HA, car } \phi \succ 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 174,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0302 \times 174,32 = 5,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

### III 4.5.3.3 : Vérification de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad M_t^s = 10,59 \text{ KN.m} \quad ; \quad l = 130 \text{ cm.}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,00470$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 15^2 / 2 + 15 \times 5,65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,74 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7,74^3 + 7,26^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 \cdot (7,26 - 3)^2$$

$$I_0 = 29749,41 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00470} = 1,787$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00470 \times 174,32 + 2,1} \right\} = 0,466$$

$$\rightarrow I_{fv} = 17887,2417 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{10,59 \times 10^2 \times 130^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 17887,2417} = 0,092$$

Donc  $f = 0,092 \text{ cm} < \bar{f} = 0,52 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

La flèche est admissible.

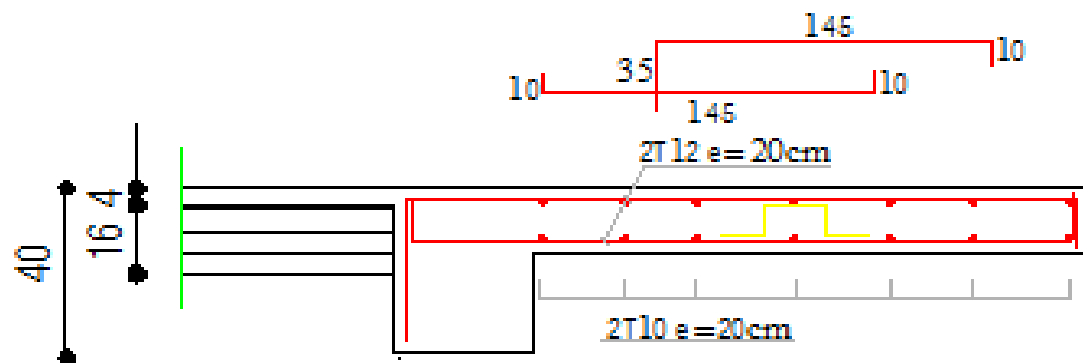


Fig III.4 .3 :Ferrailage du balcon-

### III-5 : Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 30° et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

#### Les différents éléments de la charpente :

- tuiles
- liteaux
- chevrons
- pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.
- murs pignons.

#### III 5. 1 : Détermination Des Charges Et Surcharges :

-charges permanentes :(tuiles, liteaux, chevrons, les pannes)

$$G_t = 0.55 \text{ KN/m}^2.$$

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

**Remarque** : dans 1m<sup>2</sup> de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons ; leurs sections est respectivement (10 X 25) cm<sup>2</sup> et (7.50X10) cm<sup>2</sup>.

#### Combinaisons des charges :

##### A L'ELU :

$$- q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 0.55) + (1,5 \times 1) = 2.25 \text{ KN/m}^2$$

##### -A L'ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 0.55 + 1 = 1.55 \text{ KN/m}^2$$

-Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées. Alors on adoptera les sections suivantes :

- pannes : (7.5x 25) cm<sup>2</sup>.
- chevrons : (5.5x7.5) cm<sup>2</sup>.
- Liteaux :(3 x3) cm<sup>2</sup>.

#### ➤ Calcul des poids :

- Poids de la panne :

$$P_p = (0,075 \times 0,25) \times \rho_{\text{bois}} \quad \text{avec : } \rho_{\text{bois}} = 6 \text{ KN/m}^3 (\text{D.T.R})$$

$$P_p = (0,075 \times 0,25) \times 6 = 0,11 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de chevrons :**

$$P_c = (0,075 \times 0,055) \times 6 = 0,025 \text{ KN/ml.}$$

- **Poids des liteaux :**

$$P_l = (0,030 \times 0,03) \times 6 = 0,0054 \text{ KN /ml.}$$

**Détermination des efforts revenant à chaque élément :**

**III 5.1.1 : Efforts revenant aux pannes :**

$$e_p = \frac{l}{n} \text{ et } 0,8 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow n = \frac{l}{e_p}, \quad l = 8,25 / \cos(23) = 8,96$$

$$\frac{8,96}{1,8} \leq e_p \leq \frac{8,96}{0,8} \Rightarrow 4,97 \text{ m} \leq n \leq 11,2$$

On prend :  $n = 10$

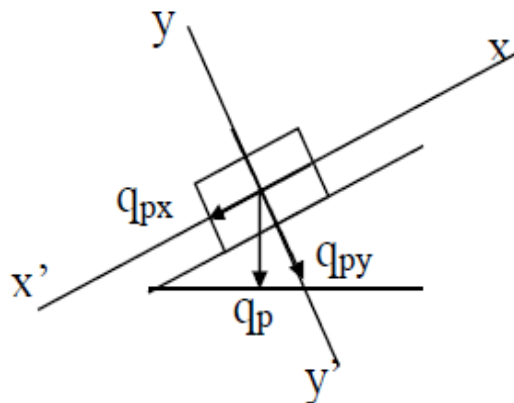
$$e_p = \frac{8,96}{10} = 0,896 \text{ m} \Rightarrow e_p = 90 \text{ cm}$$

.

$$q_p = q_u \times e_p.$$

$$q_p = 2,25 \times 0,9 = 2,025 \text{ KN/ml.}$$

**Projection sur les axes:**



$$q_{p(x-x')} = q_p \times \sin(\alpha) = 0,79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p(y-y')} = q_p \times \cos(\alpha) = 1,86 \text{ KN/ml}$$

### III 5.1.2 : Efforts revenant aux chevrons :

L'espacement des chevrons  $e_c = 0.4\text{m}$ .

Portée des liteaux  $l_c = 90\text{cm}$ .

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.25 \times 0.4 = 0.9\text{KN/ml}$$

$$q_c = 0.9\text{KN/ml}$$

### IV 5.1.3 : Efforts revenant aux liteaux :

L'espacement des liteaux  $e_l = 0,32\text{m}$ . (longueur d'une tuile)

Portée des liteaux  $l_l = 0.4\text{ m}$ .

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.25 \times 0.32 = 0.72\text{KN/ml}$$

$$q_l = 0.72\text{KN/ml}$$

### III.5. 2 : Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est  $\sigma_f = 142\text{daN/cm}^2$

### IV 5.2.1 : Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge.

$q_p$ .

#### Vérification de la contrainte admissible :

➤ On a :  $\alpha = 23^\circ$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \sigma_f$$

Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7.5 \times 25^2}{6} = 781.25\text{ cm}^2.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 7.5^2}{6} = 234.375\text{ cm}^2.$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 0.79 \times \frac{3.3^2}{8} = 1.075\text{KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 1.86 \times \frac{3.3^2}{8} = 2.530\text{KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{1.075 \times 10^4}{781.25} + \frac{2.53 \times 10^4}{234.375} = 121.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 121.7 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est (7.5 × 25).

### Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad \text{avec } L_p : \text{ la portée de la panne.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{3.30}{300} = 1.1 \text{ cm}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{121.7} = 12.13 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 119.044 \times 320^2}{48 \times 12 \times 10^4 \times \frac{25}{2}} = 0.91 \text{ cm}$$

$$f = 0.91 \text{ cm} < \bar{f} = 1.1 \text{ cm}$$

Donc la section choisie pour les pannes est bonne.

### IV 5.2.2 : Dimensionnement des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge qc, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

#### 1. Vérification des contraintes :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

#### ➤ Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } M_t = \frac{2}{3} M_0 \\ \text{En travée: } M_{ap} = \frac{4}{5} M_0 \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_c \times l_c^2}{8} = \frac{0.9 \times 0.9^2}{8} = 0.091 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{2}{3} M_0 = \frac{2}{3} \times 0.091 = 0.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.8M_0 = \frac{4}{5} \times 0.091 = 0.073 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de module de résistance :**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^2.$$

Ainsi on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } \sigma_f = \frac{M_{fa}}{w} = \frac{0.073 \times 10^4}{51.56} = 14.16 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{En travée: } \sigma_f = \frac{M_{ft}}{w} = \frac{0.06 \times 10^4}{51.56} = 11.63 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{fa} = 14.16 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{ft} = 11.63 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

Selon le règlement, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{90}{200} = 0.45 \text{ cm} \quad l_p: \text{ la portée de chevrons.}$$

$$f = \frac{5 \times 14.16 \times 90^2}{48 \times 37513.06 \times \frac{7.5}{2}} = 0.089 \text{ m}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{11.63} = 37513.06 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = 0.089 \text{ cm} < \bar{f} = 0.45 \text{ cm}$$

Donc la section choisie pour les chevrons est bonne.

### IV 5.2.3 : Dimensionnement des liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une section de (3 × 3)

#### 1. Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifiée que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \bar{\sigma}_f$$

Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Moments de flexion :

$$\alpha = 23^\circ$$

$$q_{lx} = q_p \sin \alpha = 0.72 \times \sin 23^\circ = 0.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ly} = q_p \cos \alpha = 0.72 \times \cos 23^\circ = 0.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{lx} \frac{l^2}{8} = 0.28 \times \frac{0.4^2}{8} = 0.0056 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{ly} \frac{l^2}{8} = 0.66 \times \frac{0.4^2}{8} = 0.0132 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.0056 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.0132 \times 10^4}{4.5} = 41.78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 41.78 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est  $(4 \times 5) \text{ cm}^2$ .

### 2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L_p : \text{ la portée de liteaux.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{40}{300} = 0.13 \text{ cm.}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{141.38} = 71101.195 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 41.78 \times 40^2}{48 \times 71101.195 \times \frac{3}{2}} = 0.065$$

$$f = 0.065 \text{ cm} < \bar{f} = 0.17 \text{ cm.}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est  $(3 \times 3) \text{ cm}^2$

**Conclusion :**

- \* **Pannes** =  $(7.5 \times 25) \text{ cm}^2$  avec  $l_p = 90 \text{ cm}$ .
- \* **Chevrons** =  $(5.5 \times 7.5) \text{ cm}^2$  avec  $l_c = 40 \text{ cm}$ .
- \* **Liteaux** =  $(3 \times 3) \text{ cm}^2$  avec  $l_l = 32 \text{ cm}$ .





# chapitre IV

## modélisation de la structure

### IV-1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**.

### IV.2- Concept de base de la M.E.F :

(méthode des éléments finis) : La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### IV.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- 1- la méthode statique équivalente.
- 2- la méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

### IV.3-Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. 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 réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le

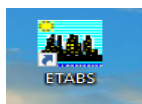
## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

---

calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS :



### - Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.5- Etapes de modélisation :

#### IV.5.1- Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

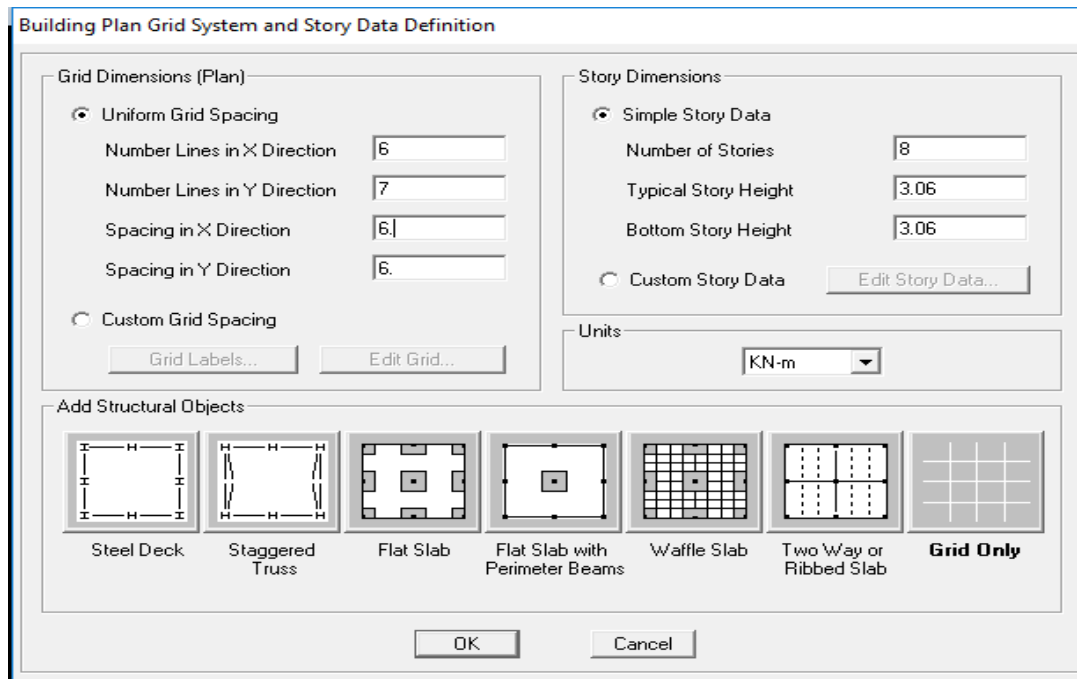
**a) Choix des unités :** On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :



**b) Géométrie de base :** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées

## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure



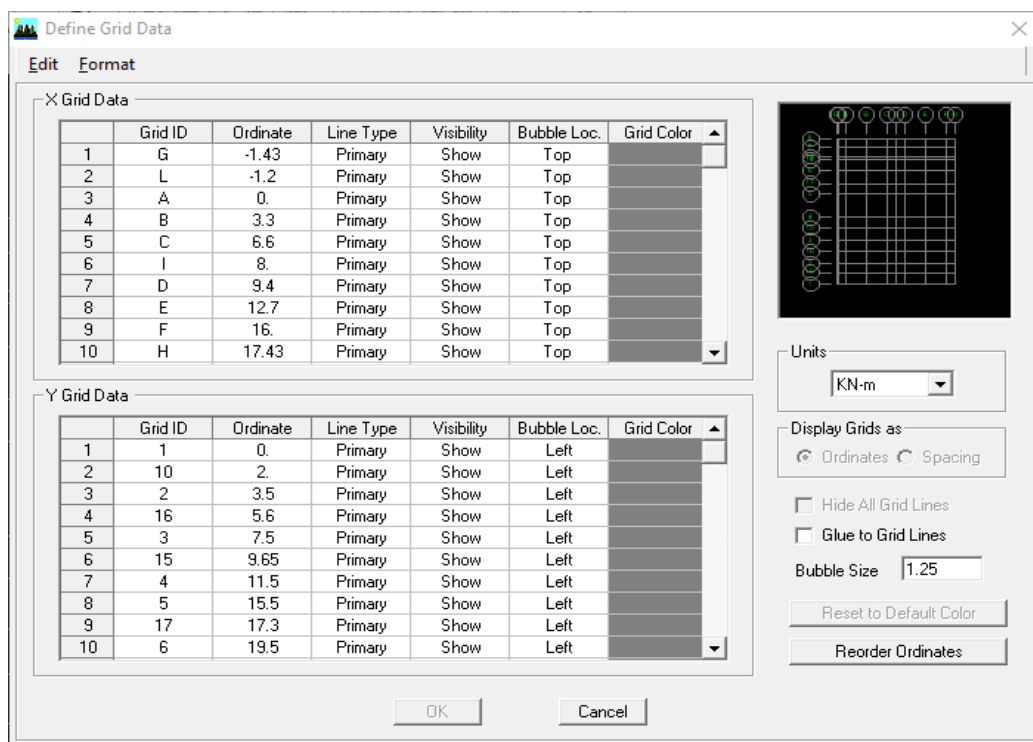
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

**C) Modification de la géométrie de base :** Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

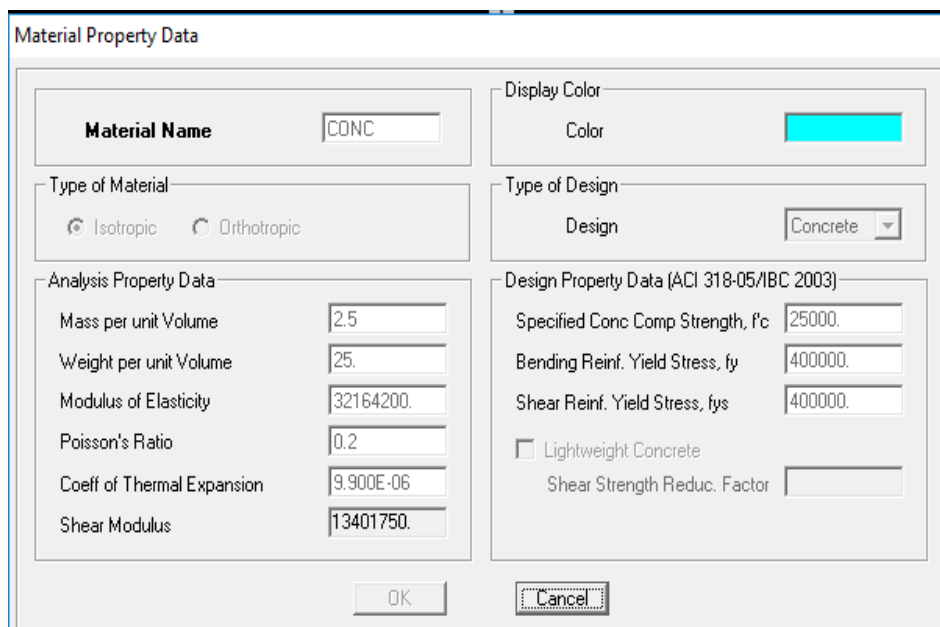
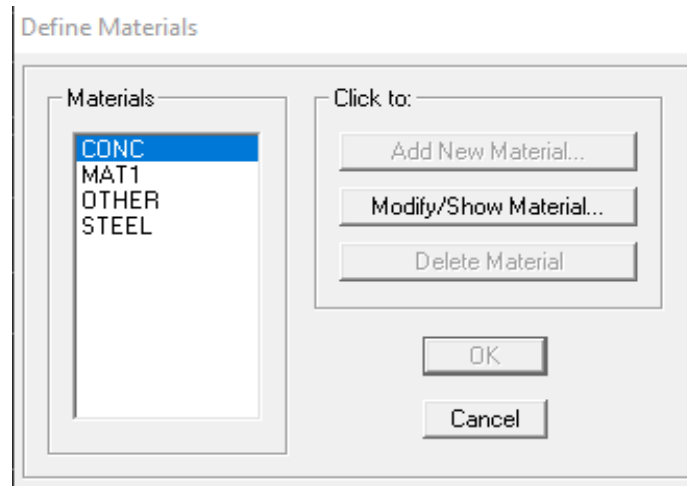
On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok Pour modifier les hauteurs d'étage --

On clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data :**



### IV.5-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



The 'Material Property Data' dialog box for the 'CONC' material contains the following fields and options:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** Color (represented by a red color swatch)
- Type of Material:**  Isotropic,  Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.5
  - Weight per unit Volume: 25.
  - Modulus of Elasticity: 32164200.
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
  - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
  - Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons: OK, Cancel

## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

### IV.5.3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



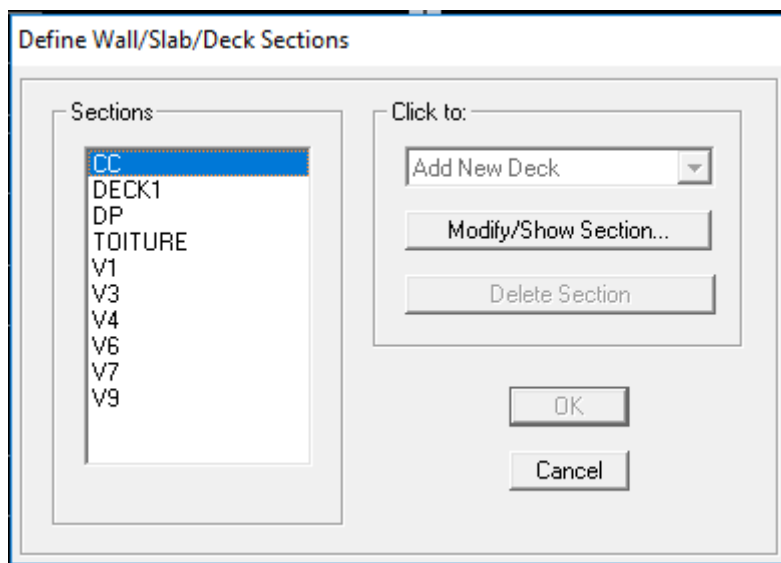
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

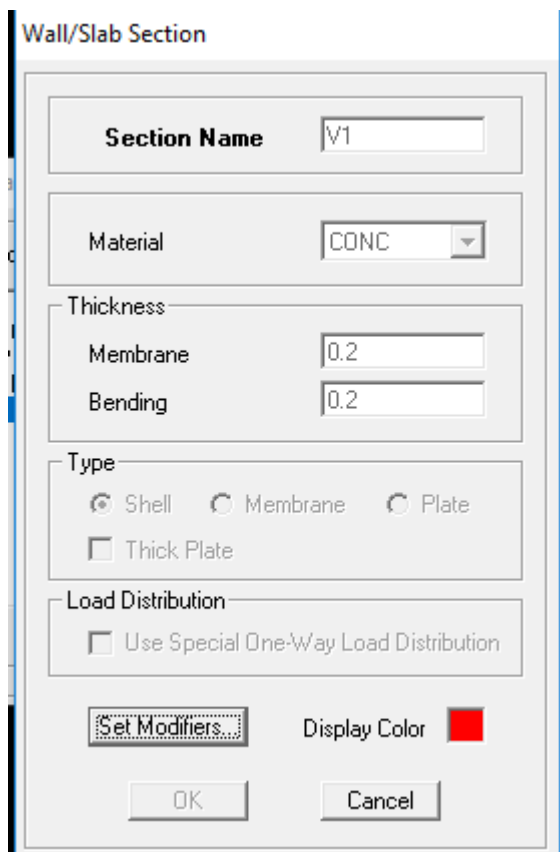
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

-Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

- Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab** :





### -Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:



#### -Pour les poteaux :

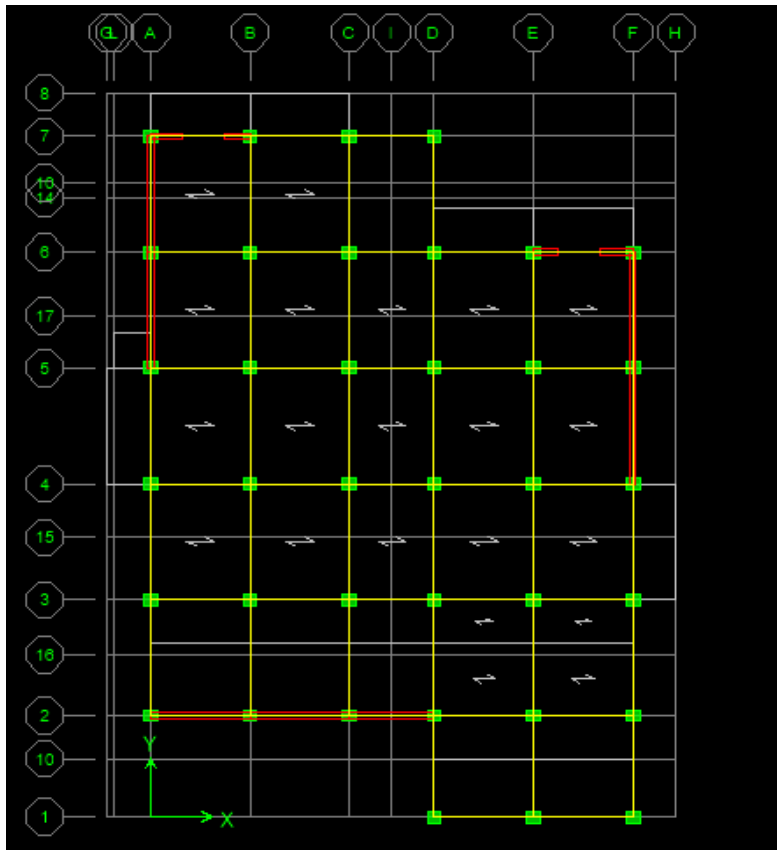
on clique sur le bouton :




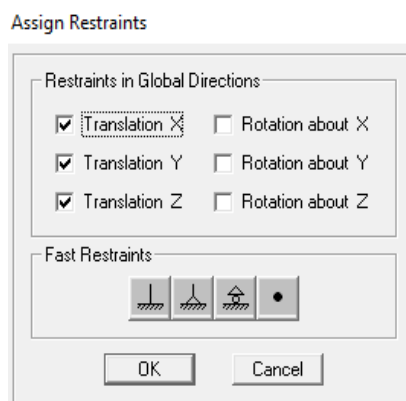
une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **None** on choisit le nom de la section (pot40X45 par exemple) on valide.

#### -Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres, et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



-Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

### IV.5.4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### 1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

#### -Charges permanentes :

-Load Name (Nom de la charge): **G**

-Type : **DEAD** (permanente)

-Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

#### - Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**

#### Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

#### 2) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

**Zone** : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

**Groupe d'usage** : 2(bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

**Coeff comportement** : voiles porteurs

**Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie)

**Site** : S2

**Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

— Conditions minimales sur les files de contreventement,

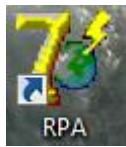
## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

- \_ la redondance en plan,
- \_ la régularité en plan,
- \_ la régularité et en élévation,
- \_ Contrôle de la qualité des matériaux,
- \_ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum Pq$

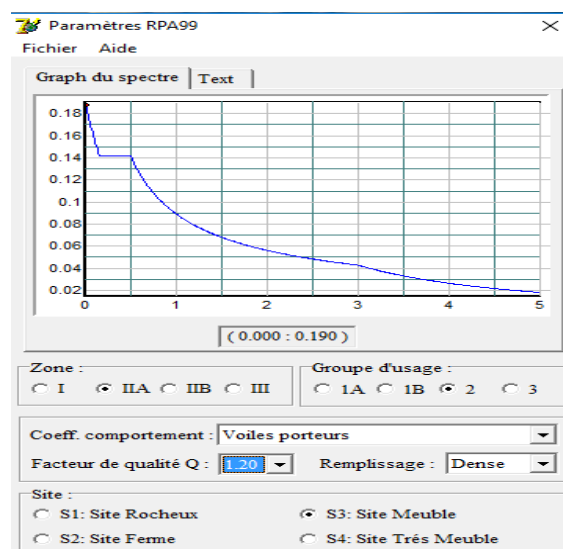
**Pq** : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q=1,00**.



On introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on

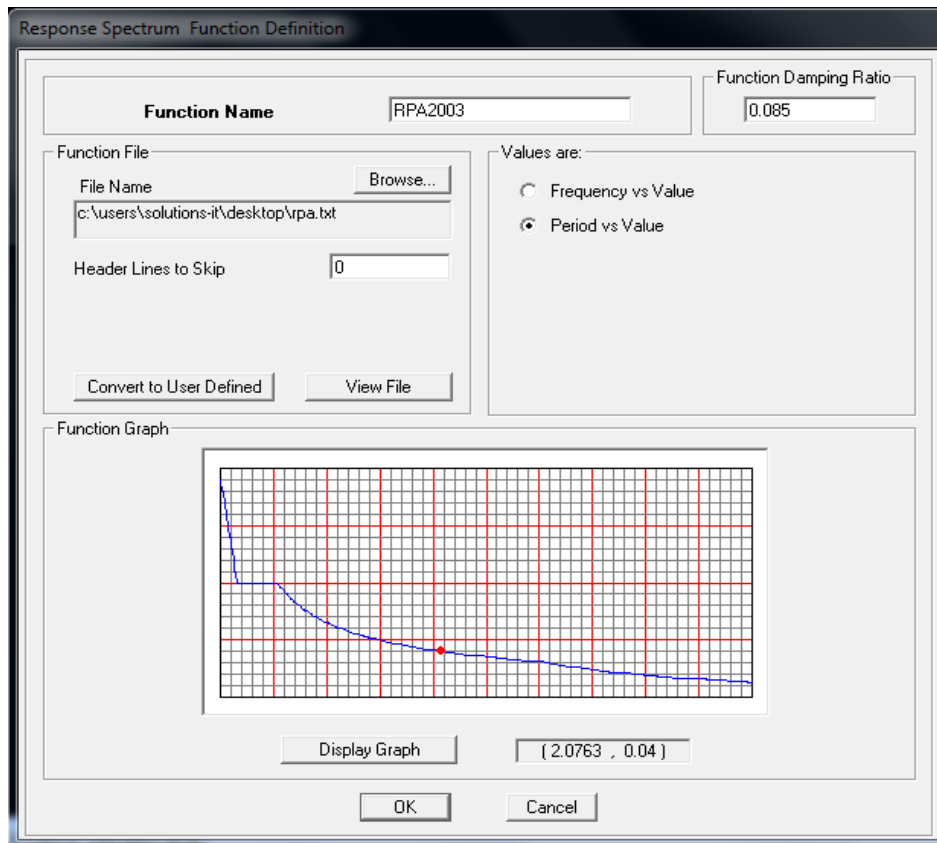
Clique sur **Text** pour voir les valeurs.



## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur :  
**Define** → **Reponsespectrum fonctions...**

**Fonction Name**  
(nom  
du spectre)  
: RPA



Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement **E** (séisme) ; on clique sur :

**Define responsespectrum cases.**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
 CQC    SRSS    ABS    GMC  
 f1    f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS   Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA2003	10.
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

### IV.5.5- cinquième étape : (Chargement de plancher )

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

**uniform surface loads** → **uniform loads** → **ok** 

**Frame Distributed Loads**

**Load Case Name**    **Units**

Load Type and Direction  
 Forces    Moments  
 Direction

Options  
 Add to Existing Loads  
 Replace Existing Loads  
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>
Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>

Relative Distance from End-I    Absolute Distance from End-I

Uniform Load  
 Load

# CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

## IV.5.6- Sixième étape : (introduction des combinaisons d'actions)

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

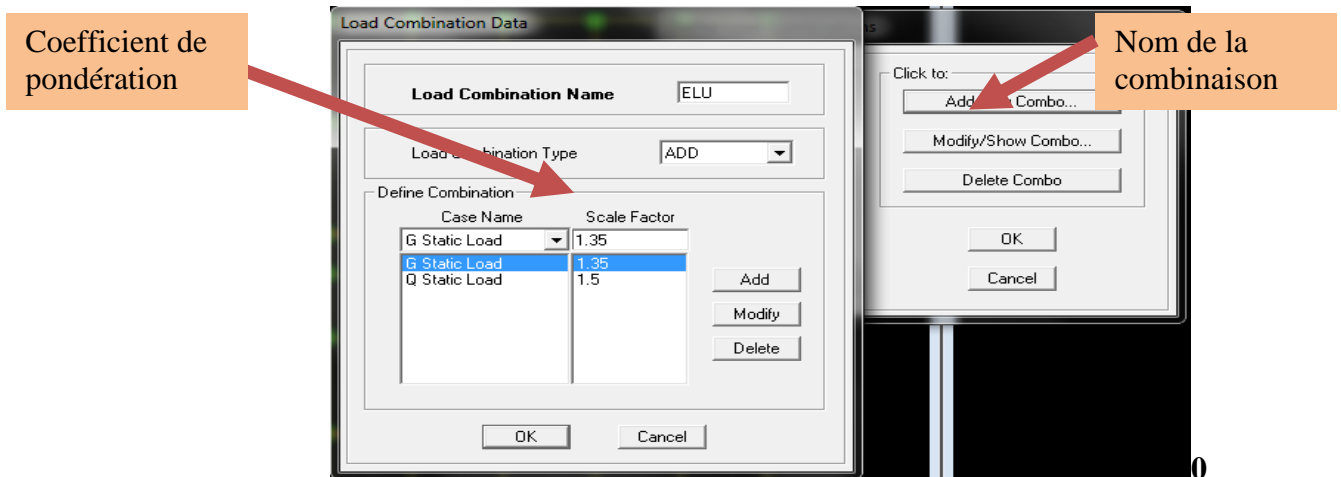
### Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \quad \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

### Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

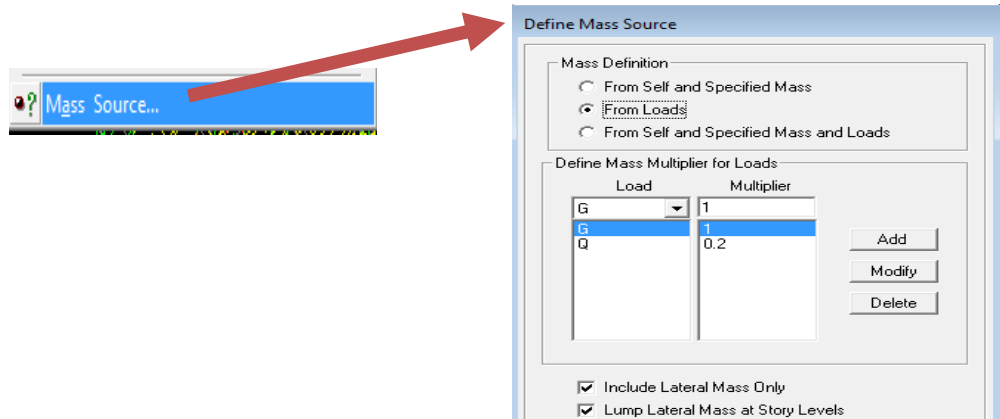
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur **Definestatic load combinationsAdd New Combo**



On reprend la même opération pour les autres combinaisons.

## IV.5.7 septième-étape : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **define**→**mass source**



## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

### IV.5.8 – huitième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

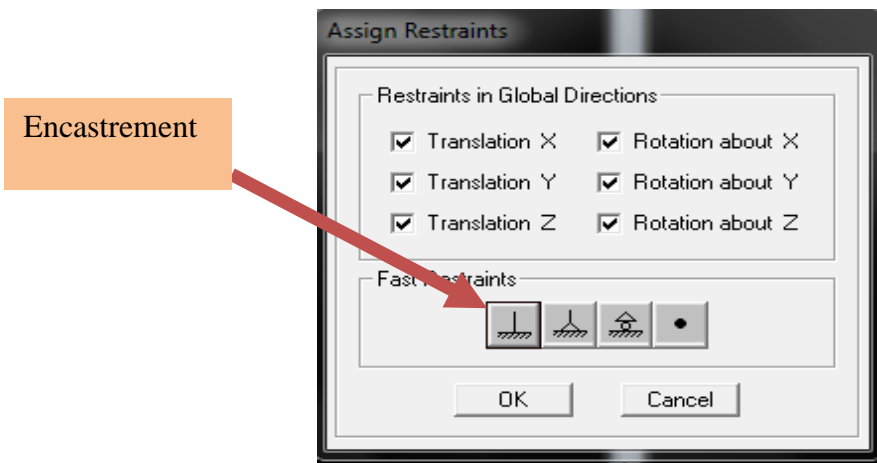
#### Les appuis :



Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

**Assign** → **joint pointre** → **straints (support)** :

On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

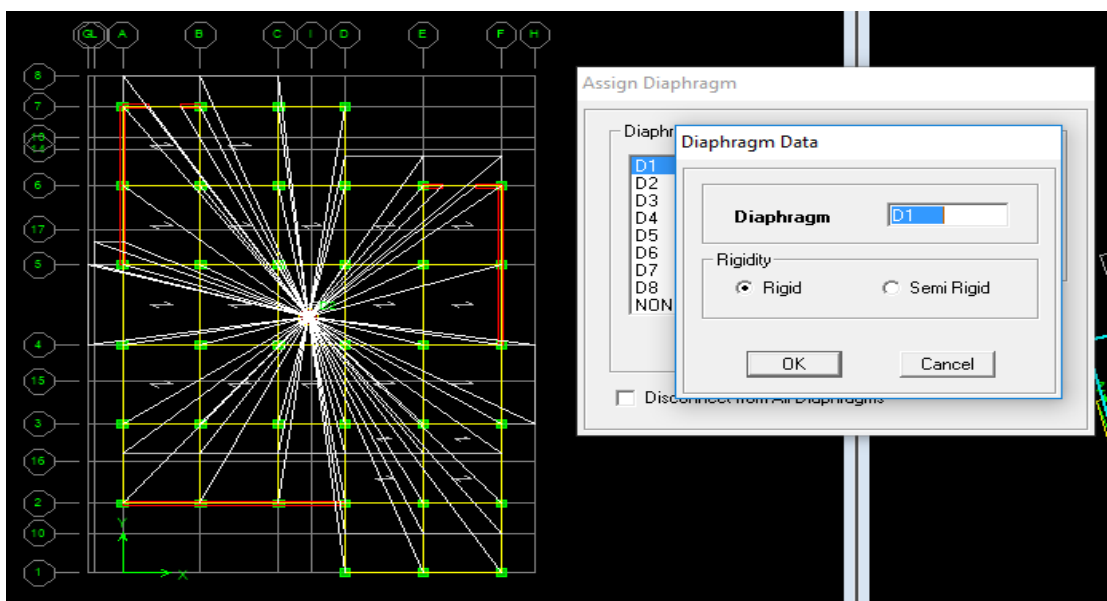


#### Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône



ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** → **joint/ point** → **Diaphragm Add New Diaphragm**.



## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider, En refait la même opération pour chaque plancher.

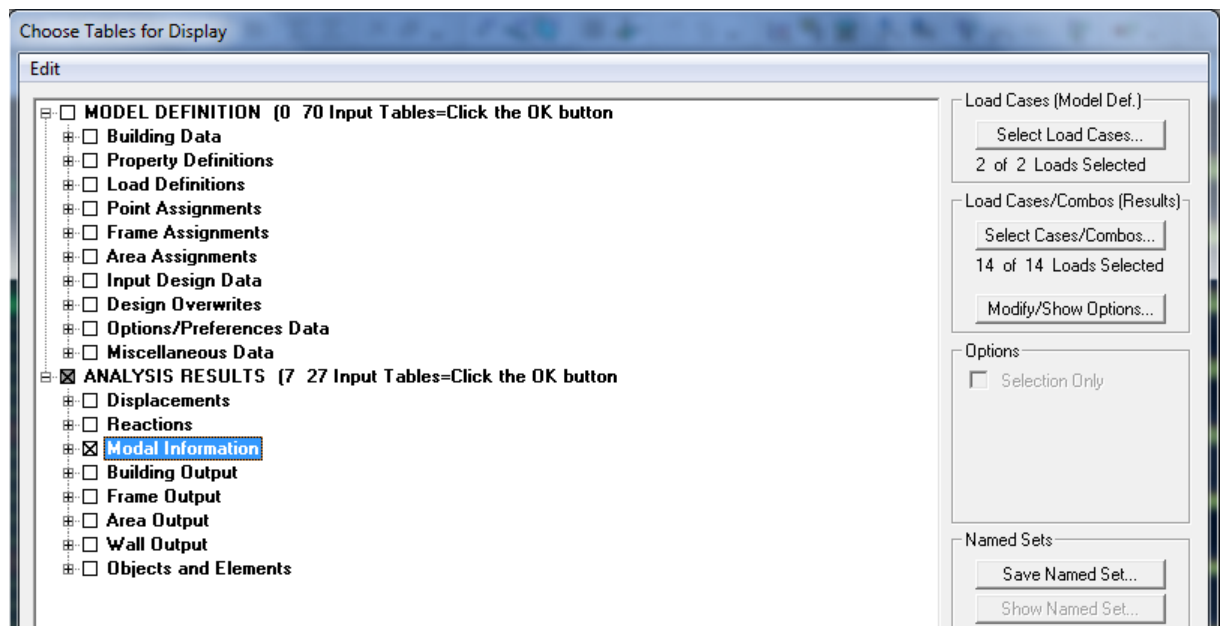
### Analyse et visualisation des résultats :

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** ⇒ **RunAnalysis**(ou **F5**)


pour la visualisation des résultats :

### IV-6-Visualisation des résultats :

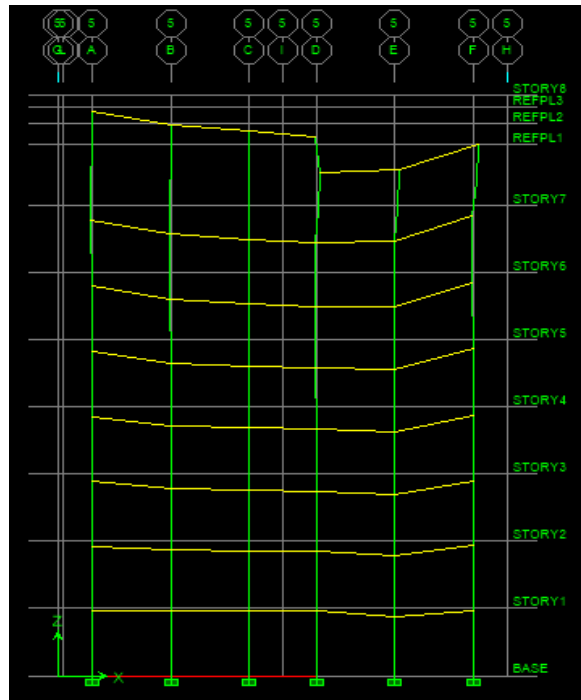
- **Période et participation modale :**
- Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure :**

Avec le menu **Display** il est possible de choisir show **Deformed Shap** () pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :

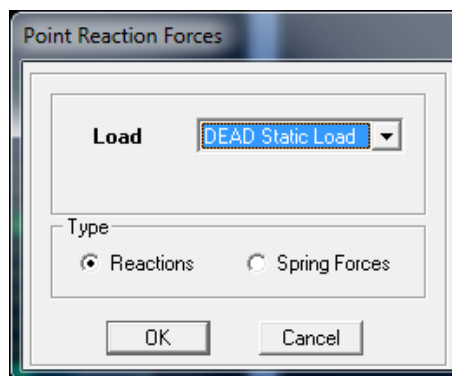
Il faut spécifier le cas de chargement **G**



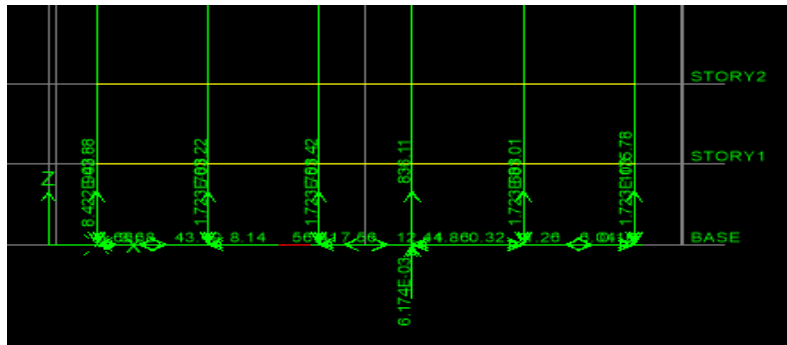
➤ **Réaction :**

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces/ Stresses Diagram – Support /Spring Reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- \_ Sélectionner le cas de chargement.
- \_ cocher **Réactions**
- \_ Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



## CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

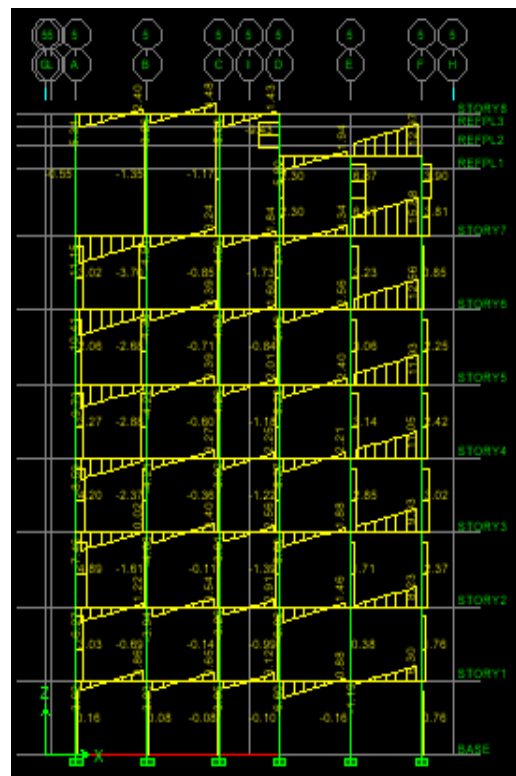
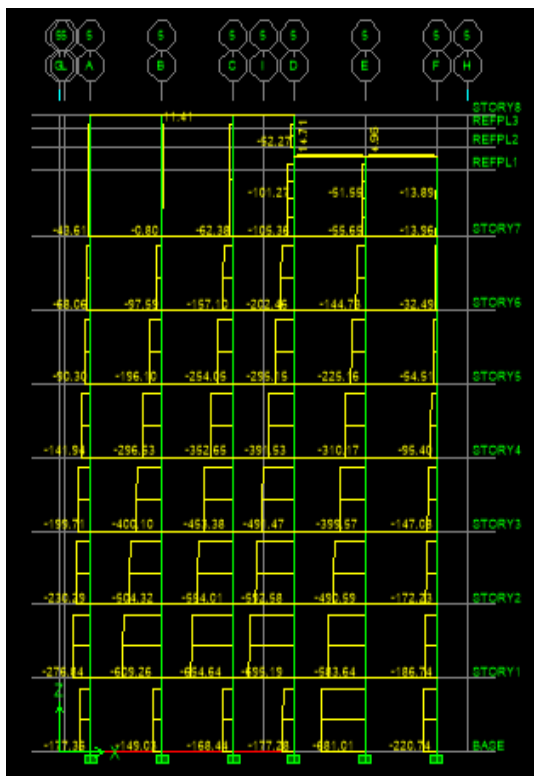


Les réactions à la base de la structure

### ➤ Les efforts internes :

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

- \_ Sélectionner le cas de chargement
- \_ L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN)
- \_ l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- \_ l'option **Shear 3-3**affiché l'effort tranchant hors plans
- \_ l'option **Moment 3-3**affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- \_ l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- \_ l'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes
- \_ pour voir les valeurs dans les diagrammes on découche **FillDiagram** et on couche



-Diagramme des efforts tranchant-

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

**Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** ⇒ **Show tables** Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

**Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Les Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appui sur **show tables** puis on couche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne  $U_x$  correspond au sens xx, et  $U_y$  au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

# chapitre V

**vérification des conditions du RPA**

### **V-1 Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### **V.2 : Choix de la méthode d'étude :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA. Prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre structure, les conditions exigées par le RPA pour l'application de la méthode statique équivalente à savoir la régularité en plan et élévation, avec une hauteur au plus égal à 65m en zone II<sub>a</sub> sont satisfaites.

### **Méthode statique équivalente :**

#### **-Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **-Modélisation :**

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers, et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en BA ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

---

### V.3 : Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.1 RPA 99/V2003}).$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

#### a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min\left(0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T \cdot h_N^{3/4}\right)$$

Où :

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$h_n$  : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement donné par le tableau (**Art.4.6 RPA 99/V2003**).

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles «  $C_T=0,05$  »,  $h_n = 26,42$  m.

On aura :  $T=0,05 \times (26,42)^{3/4} = 0,582$  s

- Sens longitudinal :  $D = 25,2$  m d'où  $T_L = 0,09 \frac{26,42}{\sqrt{25,2}} \Rightarrow T_L = 0,473s$

- Sens transversal :  $D = 18,85$  m d'où  $T_T = 0,09 \frac{26,42}{\sqrt{18,85}} \Rightarrow T_T = 0,547s$

- D'après le (**RPA 99/V2003**), on doit prendre la plus petite des deux valeurs données respectivement par (**4.6**) et (**4.7**) dans chaque direction soit :

-  $T_{\min}=T_L=0,473s$

-  $T_{\text{num}} = 1,3 \times 0,473=0,615s$

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	<b>0.450521</b>	<b>52.485</b>	0.1621	0	52.485	0.1621	0
2	0.26122	0.0033	<b>68.4696</b>	0	52.4883	68.6318	0
3	0.243162	3.1169	0.0044	0	55.6052	68.6362	0
4	0.112669	14.6159	0.0396	0	70.221	68.6757	0
5	0.088523	9.7332	0.0056	0	79.9543	68.6813	0
6	0.075977	0.4407	0.125	0	80.395	68.8063	0
7	0.069496	0.0433	21.4231	0	80.4383	90.2293	0
8	0.049051	2.8143	0.2264	0	83.2526	90.4558	0
9	0.042897	7.2174	0.0369	0	90.4699	90.4927	0
10	0.036308	0.5136	0.3065	0	90.9836	90.7991	0
11	0.035088	0.0031	4.1195	0	90.9867	94.9186	0
12	0.026646	0.0001	1.9609	0	90.9867	96.8795	0

**Tableau V.1 :La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS.**

$T_{etabs} < T_{num}$ .....**Condition vérifiée.**

### b- Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau **(4.7RPA 99/V2003)**  $T_2 = 0,50s$  (site meuble).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$

$\zeta(\%)$  : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau **(4.2 RPA 99/V2003)**.

$\zeta = 7\%$  : Construction auto stable.

$\zeta = 10\%$  : Contreventement par des voiles.

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

Pour une construction mixte en prend la moyenne :  $\zeta = 8,5\%$

Dans notre cas :  $D = 2.5\eta \implies (0 \leq T \leq T_2)$

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

On aura ainsi :  $D = 2,5 \cdot 0.76 = 1,91$

$$D = 1.91$$

### c- Poids de la structure :

Du logiciel ETABS :

Le poids totale de la structure est :  $Wt = 24110.58KN$

### d- Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement.

$R = 3,5$  (voiles porteurs).

### e- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ Facteur de qualité qui est déterminé comme suit :}$$

$P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Critère « $P_q$ »	$P_q$	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	0	0,05
2- Redondance en plan.	0	0,05
3- Régularité en élévation.	0	0,05
4- régularité en plan.	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0,10

**Tableau V.2 : Tableau donnant les valeurs des pénalités «  $P_q$  ».**

### Sens parallèle à (xx) :

- chaque file de portique doit avoir à chaque niveau au moins trois travées, d'où le critère observé ce qui veut dire que  $P_1 = 0,05$ .

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

---

- chaque étage doit avoir en plan au moins quatre file de portique dont le rapport des espacements est inférieur à 1,5, le critère est observé donc  $P_2 = 0,00$ .

- régularité en plan

Le bâtiment symétrique suivant cette direction.

L'excentricité est inférieure à 15%L.

La forme est compacte  $\frac{L}{\ell} \leq 4$  mais les décrochements sont vérifiés.

$$S_{ouvertures} \leq S_{totale} \quad P_3 = 0,00.$$

- régularité en élévation

Système de contreventement continu.

Étages identiques, pas de différence de rigidité.

Pas de décrochements en élévation.

Le critère est observé  $P_4 = 0,00$ .

- les essais systématiques sont régulièrement réalisés sur chantier, d'où  $P_5 = 0,00$ .

- le contrat de suivi est permanent (BET et CTC)  $P_6 = 0,00$

$$Q_x = 1 + 0,00 = 1,00$$

**Sens parallèle à (yy) :**  $Q_y = 1 + 0,00 = 1,00$

### f- Coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour notre cas :  $\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15.$

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$\text{Sens longitudinal : } V_L = \frac{A \cdot D_L \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 1,91 \cdot 1,00}{3,5} \cdot 24110,58$$

$$\text{Donc : } V_L = 2368,34 \text{ KN}$$

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

---

$$\text{Sens transversal : } V_T = \frac{A \cdot D_T \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 1,91 \cdot 1,00}{3,5} \cdot 24110,58$$

$$\text{Donc : } V_T = 2368,34 \text{ KN}$$

### V4 : Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode : (Tableau VI-1)

- Sens-xx : 90,46 %
- Sens-yy : 90,49 %

Donc la condition du RPA est vérifiée.

### V5 : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003)

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  = la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 1129,93 \text{ KN}$$

$$\frac{1129,93 \cdot 10^3}{(500 \times 400) \cdot 25} = 0,25 \leq 0,30 \text{ Donc la condition du RPA est vérifiée.}$$

### V6 : Vérification de l'effort sismique dynamique $V_d$ : (ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :  $V_d \geq 0,80 V_{st}$

## CHAPITRE V : vérification des conditions du RPA

Sens	$V_{st}$ (kN)	$0,8 V_{st}$ (kN)	$V_{etabs}$ (kN)	Observation
Sens Longitudinal	2368.34	1894.67	1901.91	Vérifiée
Sens Transversal	2368.34	1894.,67	1910.36	Vérifiée

**Tableau V.3 : :L'effort sismique dynamique :**

### V 7 : Caractéristiques géométriques de la Structure :

#### V 7.1 : Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Story	Centre de masse		centre de torsion		exentricité (m)		exentricité accidentelle (m)	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	Ey	5%lx	5%ly
STORY1	8.042	17.934	8.364	15.891	-0.322	2.043	0.9425	1.26
STORY2	7.991	12.244	8.492	10.207	-0.501	2.037		
STORY3	7.991	12.244	8.229	10.183	-0.238	2.061		
STORY4	7.979	12.869	8.015	12.393	-0.036	0.476		
STORY5	7.969	13.933	7.944	12.833	0.025	1.1		
STORY6	7.968	13.935	7.911	13.414	0.057	0.521		
STORY7	7.972	13.955	7.892	13.093	0.08	0.862		
STORY8	8.157	13.787	7.93	14.108	0.227	-0.321		

**Tableau V 4: Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

#### V7.2 : L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque 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 de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

#### a) Excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 ;RPA99/V2003)

Le RPA dicte que :  $e_x = 0,05 \times L_x = 0,9425$  m

$e_y = 0,05 \times L_y = 1,26$  m

#### b) Excentricité théorique :

$$e_x = |XCR - XCM| < 5\%L_x \Rightarrow CV$$

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

---

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\%L_y \Rightarrow CV$$

### V8 : Justification de la sécurité :

#### V 8.1 : Justification vis-à-vis des déformations :

- **Calcul des déplacements : (Art.4.43 ; RPA 99/V2003).**

a- **Le déplacement horizontal** : à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (4.19)}$$

Avec : R : Coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

b- **Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après l'Art 5.10RPA99/V2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Niveau	$\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1%hk	condition
toiture	0.0099	0.0031	0.001	0.0007	0.0306	cv
2eme	0.0089	0.0024	0.0022	0.0004		cv
1er	0.0067	0.002	0.0026	0.0005		cv
RDC	0.0041	0.0015	0.0023	0.0004		cv
s/s1	0.0018	0.0011	0.0007	0.0004		cv
s/s2	0.0011	0.0007	0.0005	0.0004		cv
s/s3	0.0006	0.0003	0.0004	0.0002		cv
s/s4	0.0002	0.0001	0	0		cv

**Tableau V.5 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau.**

### C Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} = 0,0112m \leq f = \frac{H}{500} = \frac{26.42}{500} = 0,0528m \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

# CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

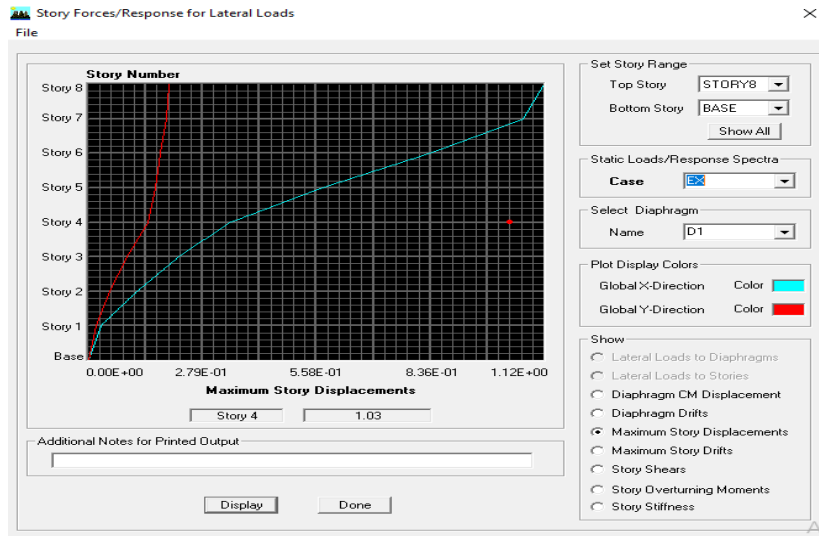


Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens longitudinal.

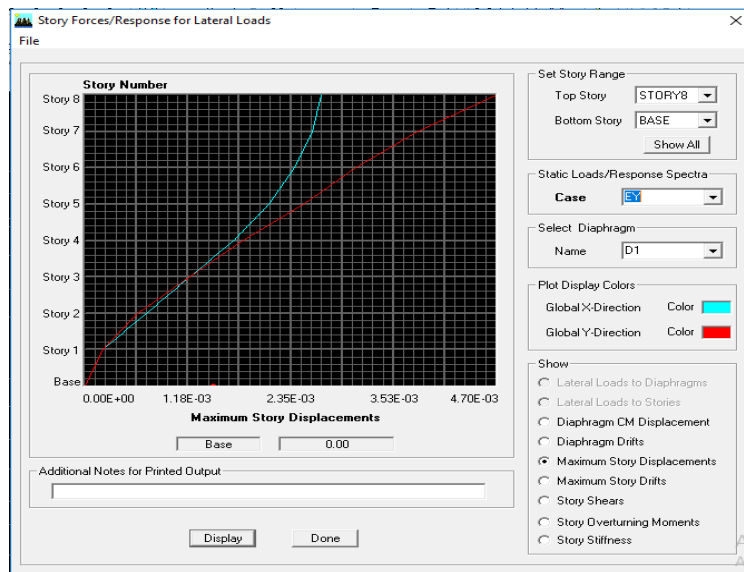


Figure V.2 :Déplacement maximal dans le sens transversal.

## V8-2 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 ; RPA 99/V2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

$V_k$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

**-Sens x-x :**

Niveau	poids	$\Delta_{kx}$	$V_x$	$h_k$	$\theta_{kx}$	condition
toiture	42	0.0007	112.61	3.06	0.0037	<b>C.V</b>
2eme	4834.34	0.0017	620.65		0.0043	
1er	7842.52	0.0019	888.66		0.0055	
rdc	10291.11	0.0017	1067.84		0.0054	
s/s1	14654.6	0.0006	1175.88		0.0024	
s/s2	18375.49	0.0004	1298.02		0.0018	
s/s3	22096.38	0.0003	1404.11		0.0015	
s/s4	15282.16	0.0001	458.67		0.0011	

**Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens (x-x).**

**-Sens y-y :**

Niveau	poids	$\Delta_{ky}$	$V_y$	$h_k$	$\theta_{ky}$	condition
toiture	1826.15	0.0006	142.67	3.06	0.0025	<b>C.V</b>
2eme	4834.34	0.0004	710.44		0.00088	
1er	7842.52	0.0005	999.59		0.0012	
rdc	10933.71	0.0004	1209.32		0.00018	
s/s1	14654.6	0.0003	1405.39		0.00013	
s/s2	18375.49	0.0002	1598.96		0.00011	
s/s3	22096.38	0.0001	1747.1		0.00083	
s/s4	15282.16	0.0001	1007.8		0.00049	

**Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens (y-y).**

**V-9-Justification du système portiques contreventé par des voiles :**

**Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :**

**A- Sous charges horizontales :**

**a- Suivant X-X :**

## CHAPITRE V : vérification des conditions du RPA

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-5.2061	0
End Point	19.4559	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.1249	2.0193	0.	359.0144

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	612.4096	181.2658	116.8455
Moment	0.	0.	0.	4634.6325	12375.4798	23405.1661

Close Refresh

Figure V.3 : L'effort de la charge  $E_x$  repris par portiques et voiles.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-5.2061	0
End Point	19.4559	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.1249	2.0193	0.	359.0144

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	603.5494	176.237	54.0586
Moment	0.	0.	0.	828.5064	12249.0958	23041.5916

Close Refresh

Figure V.4 : L'effort de la charge  $E_x$  repris par les voiles.

## CHAPITRE V :vérification des conditions du RPA

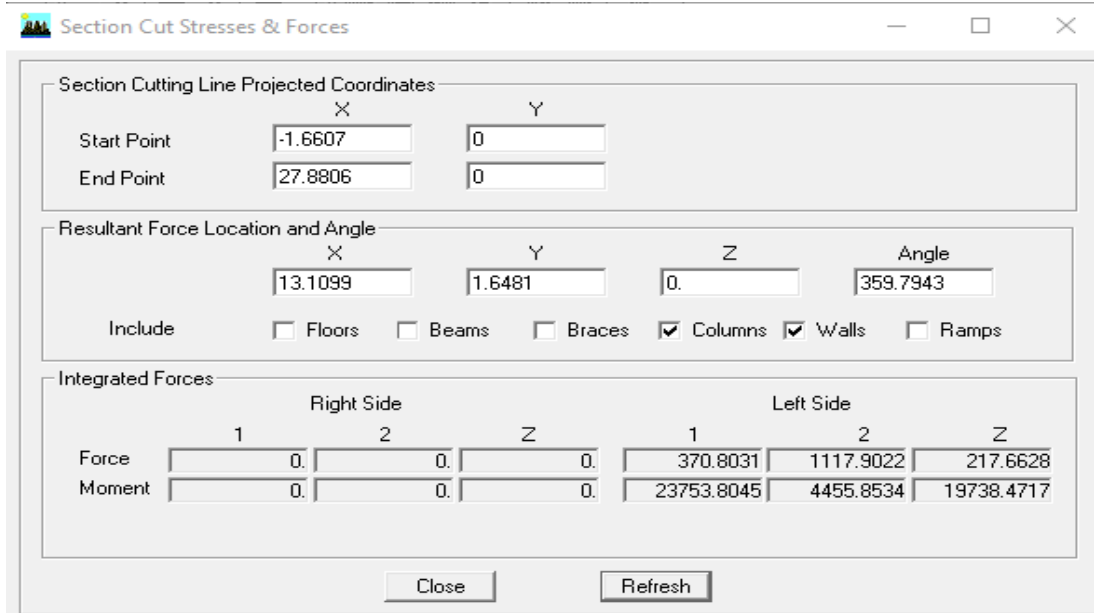
### Analyse des résultats :

Le pourcentage repris par :

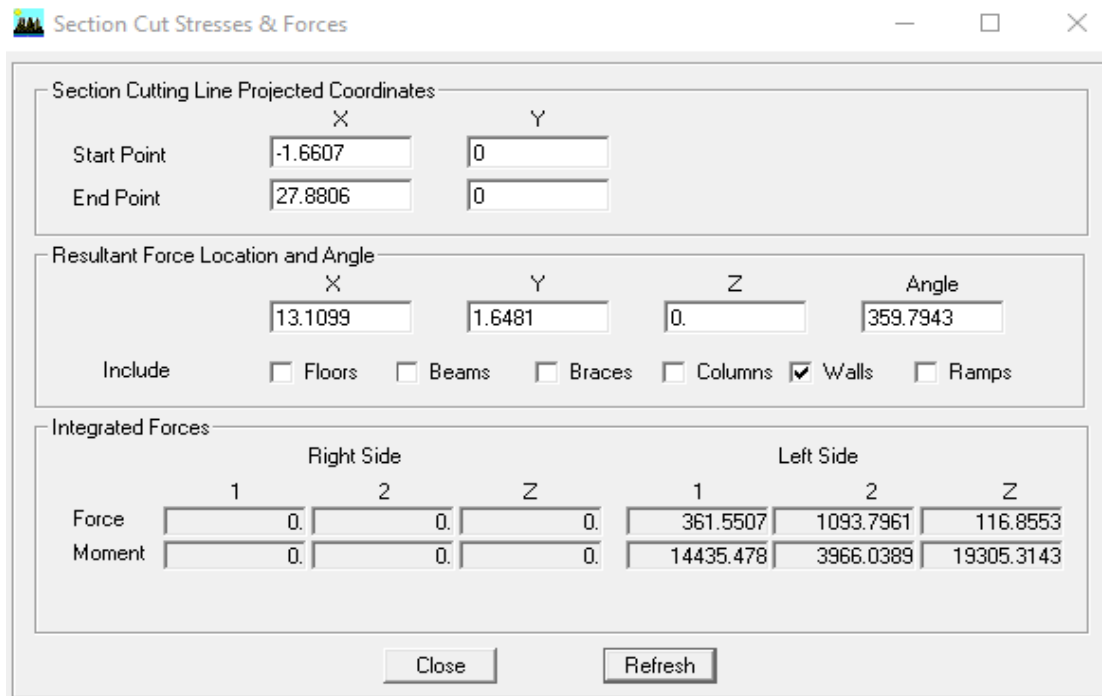
**Les portiques : 28.67%**

**Les voiles : 71,33 %**

### b- Suivant Y-Y :



**Figure V.5 :: L'effort de la charge Ey repris par portiques et voiles.**



**Figure V.6: L'effort de la charge Ey repris par les voiles.**

## CHAPITRE V : vérification des conditions du RPA

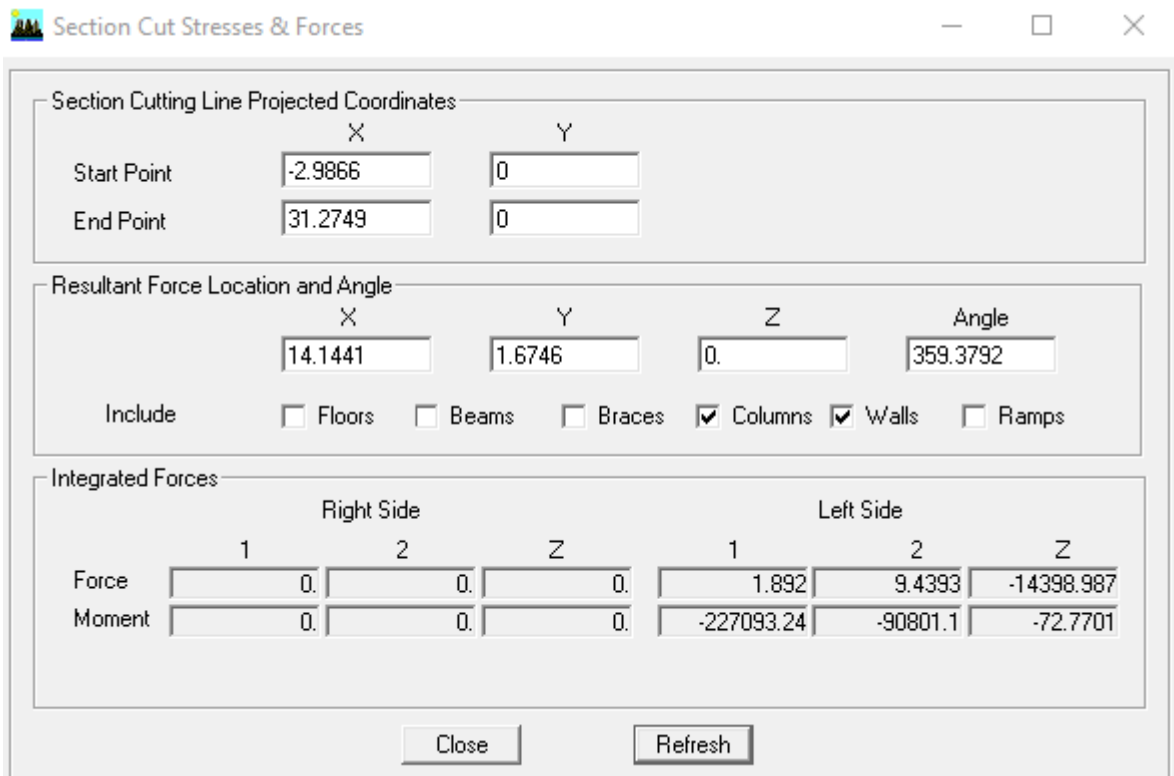
### Analyse des résultats :

Le pourcentage repris par :

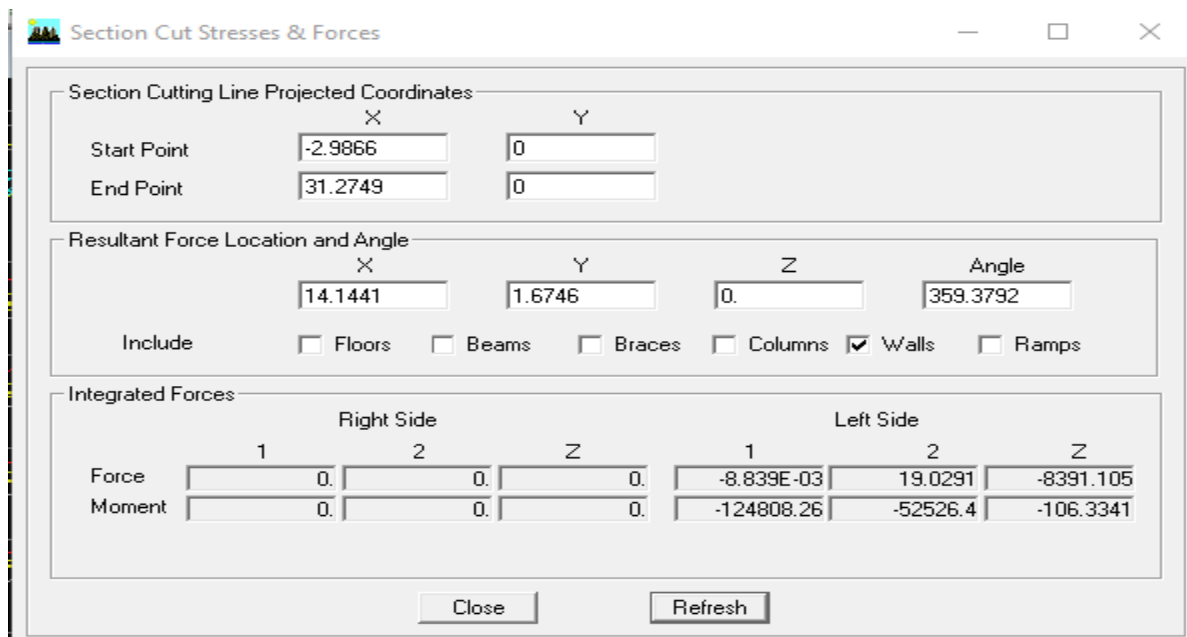
**Les portiques : 16.34%**

**Les voiles : 83.66%**

### B- Sous charges verticales :



**Figure V.7 : L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble :**



**Figure V.8 : L'effort de la charge verticale repris par les voiles :**

### **Analyse des résultats :**

Le pourcentage repris par :

**Les portiques : 41,73 %**

**Les voiles : 58,27 %**

Les voiles reprennent plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc la structure est contreventée par les voiles porteurs (**R = 3.5**).

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que l'exigence du RPA a été observée :

- Le pourcentage de la participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effort normal aux niveaux des poteaux est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P- $\Delta$ .

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

# chapitre VI

## **ferraillage des poteaux**

### Ferrailage des poteaux :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section

d'une quantité :  $e = \frac{M}{N}$

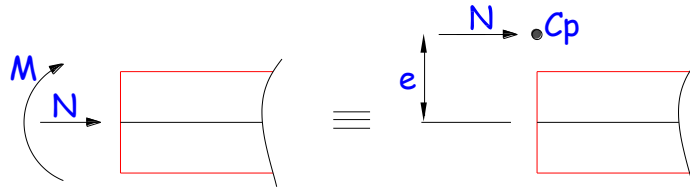


Figure :VI-1 :L'application l'effort normal

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$

Combinaisons de charges :

Selon le BAEL 91 
$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003 
$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### VI-1 :Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

##### A- Pour les armatures longitudinales :(Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40φ** (zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{min} = 0,8\% \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$
<b>(30 x 40)</b>	9,60	48,00	72,00
<b>(35 x 45)</b>	12,60	63,00	94,50
<b>(40 x 50)</b>	16,00	80,00	120,00

**Tableau VI-1 : sections minimale et maximale dans les poteaux.**

### B- Pour les armatures transversales :(Art.7.4.2.2 RPA 99/V2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7-1)$$

Avec :  $T_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$  Si l'élanement géométrique dans la direction considérée  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  dans le cas contraire.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7-1) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone **nodale** :  $t \leq \min (10\varnothing_1, 15\text{cm})$  en zone IIa

Dans la zone **courante** :  $t \leq 15 \varnothing_1$  en zone IIa

Où  $\varnothing_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0,8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec :  $\lambda_g$  est l'élanement 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.

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### VI-2 : Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

#### -Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

#### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

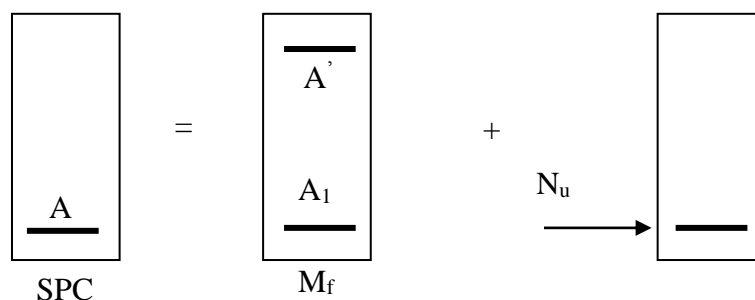
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) b h f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right); M_f : \text{Moment fictif.}$$



**Figure VI-2 : Section d'un poteau à SPC.**

### VI-3 Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  .....la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

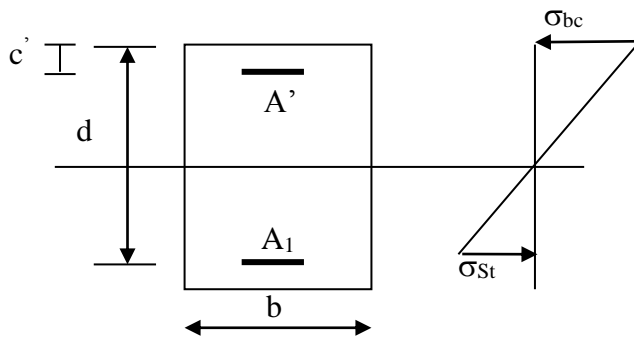
$\left\{ \begin{array}{l} (-) \Rightarrow N : \text{Effort de compression} \\ (+) \Rightarrow N : \text{Effort de traction} \end{array} \right.$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  ..... la section est doublement armée.

et on calcul : ....  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### **B ) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1- \text{ Si : } \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

---

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100\psi b h f_{bu}}{100\sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**b-2** Si  $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h)bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

**Remarque :**

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

**Avec :**

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

Zone	Section	sens	N	M	C	d	e(m)	h/2-c	Obs	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub>
3	30*35	Sens	-477.86	-1.172	0.025	0.325	0.0024	0.15	SEC	0	0	<b>8HA14</b>	<b>12,31</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>8.4</b>
		X-X	72.7	-2.144	0.025	0.325	0.029	0.15	SEC	0	0			
			-30.99	30.691	0.025	0.325	0.99	0.15	SPC	2.05	0			
		Sens	-477.86	-2.144	0.025	0.325	0.0044	0.15	SEC	0	0			
		Y-Y	72.7	5.719	0.025	0.325	0.07	0.15	SEC	0.42	0			
			-30.99	40.734	0.025	0.325	1.31	0.15	SPC	0	1.28			
2	35*40	Sens	-635.63	-1.915	0.025	0.375	0.003	0.175	SEC	0	0	<b>10HA14</b>	<b>15.35</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>11.2</b>
		X-X	227.96	0.618	0.025	0.375	0.0027	0.175	SEC	2.8	2.89			
			-406.8	-15.263	0.025	0.375	0.037	0.175	SEC	0	0			
		Sens	-635.63	32.308	0.025	0.375	0.789	0.175	SPC	0	0			
		Y-Y	227.96	-2.353	0.025	0.375	0.0022	0.175	SEC	2.72	0			
			-350.27	-57.214	0.025	0.375	0.176	0.175	SPC	0	0			
1	40*45	Sens	-1129.93	-1.858	0.025	0.425	0.0016	0.20	SEC	0	0	<b>4HA16+8HA14</b>	<b>20.35</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>14.4</b>
		X-X	292.92	1.611	0.025	0.425	0.0054	0.20	SEC	0	3.76			
			-487.21	-25.069	0.025	0.425	0.051	0.20	SEC	5.27	0			
		Sens	-1129.93	-1.905	0.025	0.425	0.0016	0.20	SEC	0	0			
		Y-Y	292.92	5.949	0.025	0.425	0.02	0.20	SEC	0	4.04			
			-839.17	-25.366	0.025	0.425	0.03	0.20	SPC	0	0			

Tableau:VI-2 : section minimale et maximale des poteaux.

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

**Remarque :** le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que :

**ZONE 1 :** 1<sup>er</sup> au 4<sup>ème</sup> sous sol.

**ZONE 2 :** RDC

**ZONE 3 :** Toiture , 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages.

### VI-4 : Vérifications à l'ELU :

#### ➤ Les armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm Soit } 4\text{HA}8 \implies A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

2) E spacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)	Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ <p>Avec :</p> <p>a : la petite dimension transversale des poteaux</p> $S_t \leq \min\{15 * 1,6; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq 24\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$	<p><u>En zone courante :</u></p> $S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 15\phi_l^{\min}\right\}$ $= \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{35}{2}; 15 * 1,4\right\}$ $S_t \leq \min\{15; 17,5; 21\} = 14\text{cm}$ $S_t \leq 15\text{cm} \text{ Soit: } S_t = 15\text{cm.}$ <p><u>En zone nodal :</u></p> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\}$ $S_t \leq 14 \text{ cm Soit: } S_t = 10\text{cm}$

### 3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t . b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0,7l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

poteaux	hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{\min}$ =0.3% $S_t \cdot b_1$	$A_{\text{adopte}}$	Observation
40*45	3.06	2.142	5.35	1.8	2,01	Condition vérifiée
35*40	3,06	2,142	6,12	1,575	2,01	Condition vérifiée
30*35	3,06	2,142	7,14	1,35	2,01	condition vérifiée

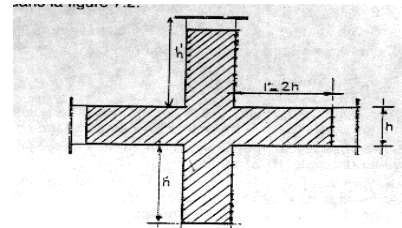
**Tableau VI-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales**

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	h	h'
Poteau (40*45)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 40; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 35; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 30; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-5 : détermination de la zone nodal.

➤ La longueur minimale des recouvrements :

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 40\Phi$

$$\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

poteau	$h_e$	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	$d$	$T_u$	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
40*45	3,06	0,4	5,35	0,425	24.82	0,146	1,875
35*40	3,06	0,35	6,12	0,375	49.87	0.38	1,875
30*35	3,06	0,30	7,14	0,325	44.85	0,46	1,875

**Tableau VI-6 : Vérification des contraintes tangentielles.**

### **VI-5 : Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

Zone	Section	sens	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
1	40*45	Sens X-X	$N_{max}=-822.81$	$M_{cor}=-1.352$	4,01	4,17	15	CV
			$N_{min}=-3.44$	$M_{cor}=1.615$	0.15	0	15	CV
			$N_{cor}=-479.06$	$m_{max}=-14.491$	1.54	3.22	15	CV
		Sens Y-Y	$N_{max}=-822.81$	$M_{cor}=-1.388$	4.01	4.17	15	CV
			$N_{min}=-3.44$	$M_{cor}=-0.333$	0	0.04	15	CV
			$N_{cor}=-265.14$	$m_{max}=11.654$	1.99	0.64	15	CV
2	35*40	Sens X-X	$N_{max}=-462.91$	$M_{cor}=-1.393$	2.81	3.04	15	CV
			$N_{min}=-54.01$	$M_{cor}=0.032$	0.34	0.34	15	CV
			$N_{cor}=-402.46$	$m_{max}=-7.293$	1.94	3.14	15	CV
		Sens Y-Y	$N_{max}=-462.91$	$M_{cor}=-2.031$	2.75	3.09	15	CV
			$N_{min}=-54.01$	$M_{cor}=-0.605$	0.29	0.39	15	CV
			$N_{cor}=-367.08$	$m_{max}=-8.033$	1.66	2.98	15	CV
3	30*35	Sens X-X	$N_{max}=-348.09$	$M_{cor}=-0.851$	2.82	3.04	15	CV
			$N_{min}=15.71$	$M_{cor}=1.901$	0.4	0	15	CV
			$N_{cor}=-39.81$	$m_{max}=17.019$	3.39	0	15	CV
		Sens Y-Y	$N_{max}=-348.09$	$M_{cor}=-1.561$	2.73	3.13	15	CV
			$N_{min}=15.71$	$M_{cor}=3.477$	0.71	0	15	CV
			$N_{cor}=-63.18$	$m_{max}=12.336$	2.54	0	15	CV

Tableau:VI-7 vérification de l'état limite du béton a la compression.

## CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MP} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

**Conclusion :**

	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
<b>Zone I</b>	1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup> sous sol.	40x45	4HA16+8HA14	4HA8
<b>Zone II</b>	RDC	35x40	10HA14	
<b>Zone III</b>	Toiture, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages.	30x35	8HA14	

**Tableau VI-8 : Ferrailage final des poteaux.**

Schémas de Ferrailage des poteaux :

**1-Poteaux 40x45 :**

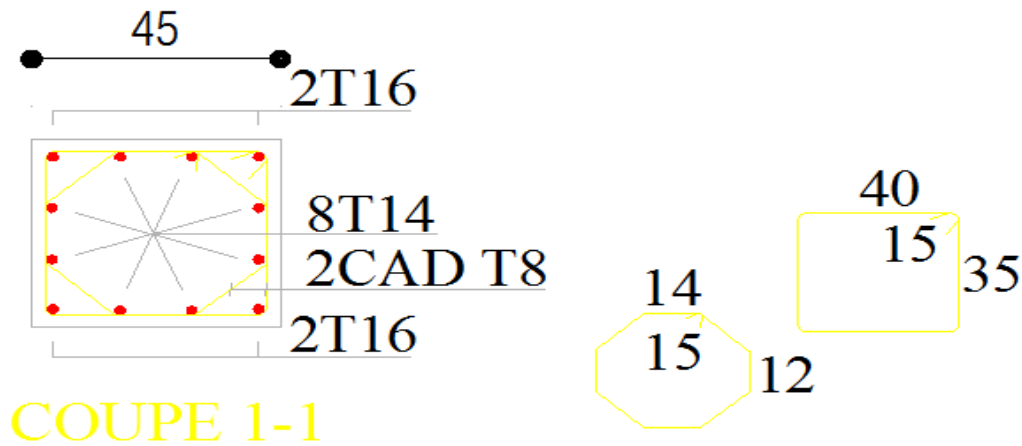


Figure VI-3 : schéma de ferrailage du poteau (40x45)

2-Poteaux 35x40 :

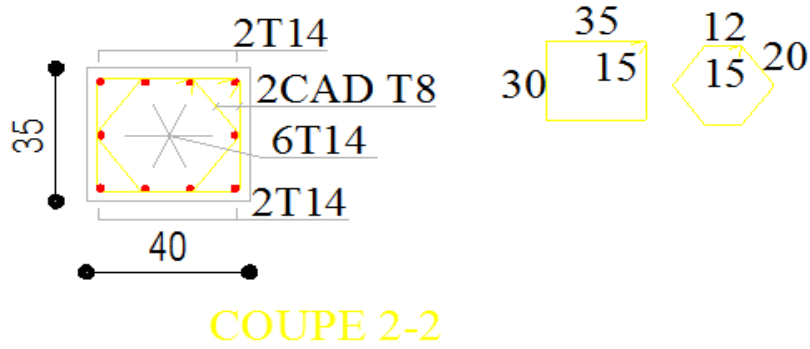


Figure VI-4 : schéma de ferrailage du poteau (35x40)

3-Poteaux 30x35 :

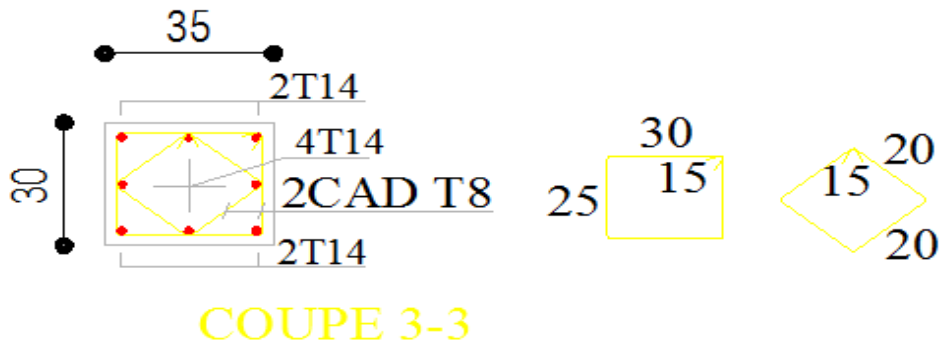


Figure VI-5 : schéma de ferrailage du poteau (30x35)



# chapitre VII

## **f**érraillage **d**es **p**outres

### Ferrailage des poutres :

#### Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

#### VII-1 : Recommandations du RPA99 version 2003 :

##### a) Armatures longitudinales

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

- Poutre principales de (30x40)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire de (30x35)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30x35)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone  $\text{II}_a$ .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

##### b) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$-S_{t\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre( $\emptyset$ )des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII-2 : Etapes de calcul des armatures longitudinales

#### a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

#### Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### b) Calcul des moments réduit limite :

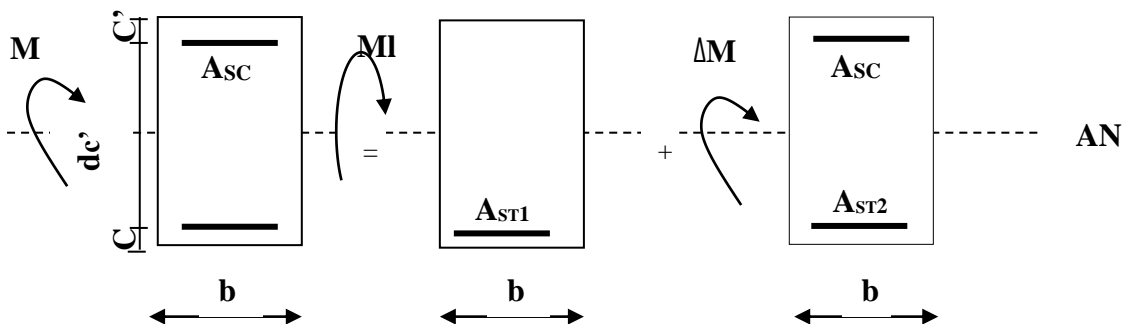
$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas

- Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  section simplement armée **SSA**  
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$ .

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Si  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée **SDA**



**Figure VII-1** : ferrailage des poutres.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{Ml}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivant :

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

➤ Les poutres principales :

En travée :

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(c$ $m^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	51,98	0.086	SSA	0.955	4.18	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	ELU	25.05	0.042	SSA	0.979	1.98	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	24,01	0.055	SSA	0.971	1.89	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> s/s	ELU	26,01	0.043	SSA	0.979	2.06	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> s/s	ELU	24.87	0.042	SSA	0.980	1.96	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> s/s	ELU	24.55	0.041	SSA	0.981	1.94	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> s/s	ELU	25.81	0.043	SSA	0.979	2.04	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-1 : Ferrailage des poutres principales (en travée).**

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

Aux appuis :

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(c$ $m^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	61.03	0.119	SSA	0.953	4.9	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	ELU	57.89	0.057	SSA	0.971	4.56	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	51.12	0.055	SSA	0.972	4.03	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> s/s	ELU	47.68	0.059	SSA	0.969	3.77	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> s/s	ELU	45.72	0.057	SSA	0.971	3.6	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> s/s	ELU	43.06	0.056	SSA	0.971	3.39	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> s/s	ELU	40.25	0.059	SSA	0.969	3.18	6	6HA14	9.23cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-2 : Ferrailage des poutres principales (aux appuis).**

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

➤ Poutre secondaire :

En travée :

Niveaux	Combinaison	M <sub>max</sub> (kN.m)	μ	Obs	β	A <sub>st</sub> (c m <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>u</sub> adoptée
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	40.05	0.089	SSA	0.954	3.71	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	ELU	48.62	0.108	SSA	0.943	4.55	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	39.52	0.088	SSA	0.954	3.66	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> s/s	ELU	34.37	0.076	SSA	0.960	3.16	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> s/s	ELU	27.27	0.061	SSA	0.969	2.49	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> s/s	ELU	19.83	0.044	SSA	0.978	1.80	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> s/s	ELU	10.17	0.022	SSA	0.989	0.91	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-3 : Ferrailage des poutres secondaire (en travée).**

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

Aux appuis :

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(c)$ (m <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	42.94	0.095	SSA	0.949	4.0	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	ELU	39.36	0.087	SSA	0.954	3.64	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	41.25	0.092	SSA	0.952	3.83	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> s/s	ELU	35.49	0.078	SSA	0.959	3.27	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> s/s	ELU	28.87	0.064	SSA	0.967	2.64	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> s/s	ELU	21.17	0.047	SSA	0.975	1.92	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> s/s	ELU	11.7	0.026	SSA	0.987	1.05	5.25	3HA14+3HA12 (Chap)	8.01 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-4 : Ferrailage des poutres secondaire (aux appuis).**

### VII-3 : Vérification à l'ELU :

#### a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} ; \quad T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{84,21 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\text{poutre secondaire: } \tau_u = \frac{72,95 \times 10^{-3}}{300 \times 325} = 0,75 \text{ MPa}$$

#### b) Vérification de la tangente du béton : (5.1. 211 /BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principale :  $\tau_u = 0,75 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ... .. **Condition vérifiée**

Poutres secondaire :  $\tau_u = 0,75 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ... .. **Condition vérifiée**

#### c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

#### Poutres principales :

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left( 84,21 + \frac{-61,036}{0,9(37,5)} \right) = 0,237$$

$$A_s = 9,23 > 0,237 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

#### Poutres secondaire :

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left( 72,95 + \frac{-42,92}{0,9(32,5)} \right) = 0,205$$

$$A_s = 8,01 > 0,205 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$$

**Poutres principale:**  $T_u = 84.21 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,375 \times 25 \times 10^3}{1,5}$   
 $= 675 \text{ kN}$

**Poutres secondaire:**  $T_u = 72.95 \text{ kN} < \bar{T}_u$   
 $= 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ kN}$

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

poutres principale :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (6 \times 14) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{84,21 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 263,76} = 1.49 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.95 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 244,92} = 1.02 < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**f) Ancrage des barres :**

**-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84 \text{ MP}$$

$$\text{pour } T_{12}: l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } T_{14}: l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

$$l_s = 40\phi_t$$

$$l_s = \max \begin{cases} 42,25 \text{ cm} \\ 49,29 \text{ cm} \\ 56 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc :  $L_s = 56 \text{ cm}$  ;

**on opte pour :  $L_s = 60 \text{ cm}$**

-Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) à admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_{cr} = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \rightarrow L_{cr} = 25 \text{ cm}$$

**g) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35} \right); \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,14; 1,4; 3 \} = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + double épingle soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**h) Calcul des espacements :**

**1) Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x40) :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) :  $S_t = 8,75 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

**2) Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x40) :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) :  $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

\* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

**\*Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**\*poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**3) Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max(51 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

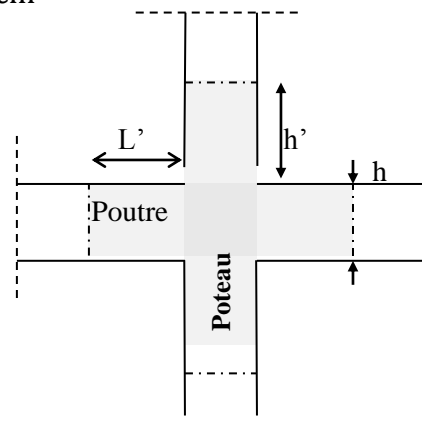
On aura :

-  $h' = 60 \text{ cm}$

-  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]}$  : poutre principale de (30x40) :

-  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$  : poutre secondaire de (30x35) :

**Espacement minimale :**



## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

$$S_t \leq \min\{0.9d; 15\phi_1; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{33.75\text{cm}; 16.8; 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

### VII-4) Vérifications à l'ELS :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Poutres principale (30x40) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 < 9.23 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres secondaire (30x35) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,18 < 8.01 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

#### b) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$\beta_1$  et  $k_1$  en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

#### ➤ Les poutres principales :

NIV	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
s/s4	18.71	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	62,06	2.61	15	Vérifiée
s/s3	17.8	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	59.04	2,48	15	Vérifiée
s/s2	18.04	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	59,84	2,52	15	Vérifiée
s/s1	18.86	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	62,55	2,63	15	Vérifiée
RDC	17.86	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	59,24	2,5	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	18.17	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	60,27	2,54	15	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	37.86	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	125,58	5,28	15	Vérifiée

**Tableau VII-8 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales en travée à l'ELS**

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

NIV	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
s/s4	29.15	9.23	0.82	0,871	23.76	96.69	4.07	15	Vérifiée
s/s3	31.21	9.23	0.82	0,871	23.76	103.52	4,36	15	Vérifiée
s/s2	32.15	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	106.64	4.49	15	Vérifiée
s/s1	34.57	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	114.67	4.82	15	Vérifiée
RDC	37.05	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	122.89	5.17	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	40.52	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	134.4	5.65	15	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	44.22	<sup>9.23</sup>	0.82	0,871	23.76	146.67	6.17	15	Vérifiée

**Tableau VII-9 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales aux appuis à l'ELS.**

Les poutres secondaires :

Travée :

NIV	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
s/s4	7.33	8,01	0.82	0,871	23.76	32.32	1.36	15	Vérifiée
s/s3	14.31	8,01	0.82	0,871	23.76	63.11	2.65	15	Vérifiée
s/s2	19.69	8,01	0.82	0,871	23.76	86.83	3.65	15	Vérifiée
s/s1	24.81	8,01	0.82	0,871	23.76	109.42	4.61	15	Vérifiée
RDC	28.53	8,01	0.82	0,871	23.76	125.82	5.29	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	35.12	8,01	0.82	0,871	23.76	154.88	6.51	15	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	28.92	8,01	0.82	0,871	23.76	127.54	5.37	15	Vérifiée

**Tableau VII-10 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en travée à l'ELS.**

Appuis :

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

NIV	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
s/s4	8.46	8,01	0.82	0,871	23.76	37.31	1.57	15	Vérifiée
s/s3	15.3	8,01	0.82	0,871	23.76	67.47	2.84	15	Vérifiée
s/s2	20.87	8,01	0.82	0,871	23.76	92.04	3.87	15	Vérifiée
s/s1	25.64	8,01	0.82	0,871	23.76	113.08	4.76	15	Vérifiée
RDC	29.8	8,01	0.82	0,871	23.76	131.42	5.53	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	35.67	8,01	0.82	0,871	23.76	157.31	6.62	15	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	31.03	8,01	0.82	0,871	23.76	136.85	5.76	15	Vérifiée

**Tableau VII-11 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en appuis à l'ELS.**

**c) Etat limite de déformation :**

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

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

**Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutres secondaire: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

**La flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

$$\text{Poutres secondaire : } f = 0,0204 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66$$

$$\text{Poutre principales : } f = 0,0285 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8$$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

**Disposition des armatures :**

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la porté.

### Ferrailage des poutres :

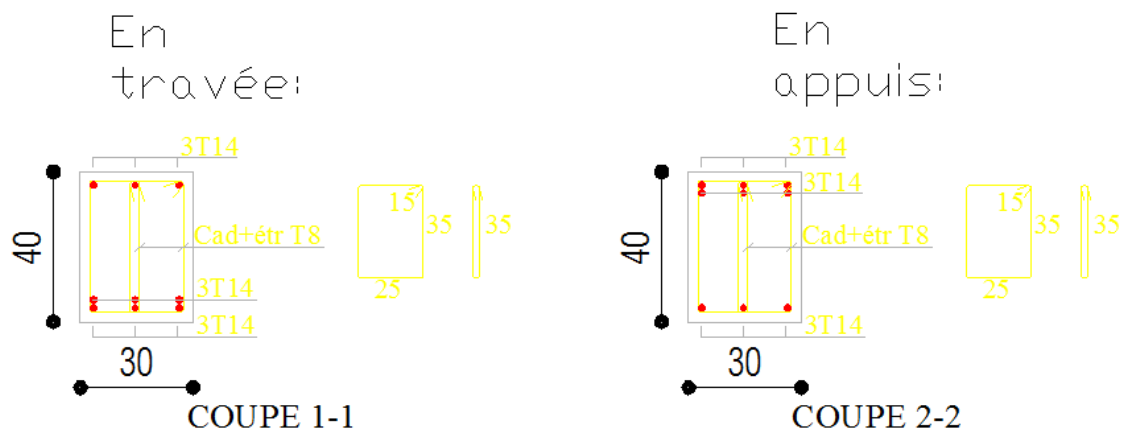


Figure :VII-2 :ferrailage des poutres principales

## CHAPITRE VII: Ferrailage des poutres

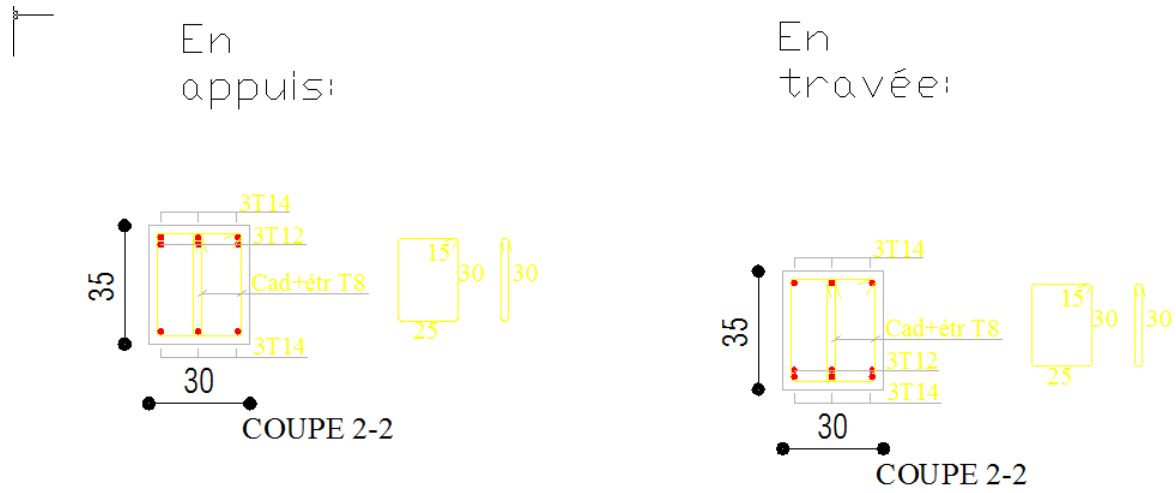


Figure VII-3 : ferrailage des poutres secondaires



# chapitre VIII

**f**érraillage **d**es **v**oiles

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

### Ferrailage des voiles :

#### VIII-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi les sollicitations horizontales dues aux séismes.

#### VIII-2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

#### VIII-3 Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

**Zone I :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> sous sol

**Zone II :** RDC

**Zone III :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage, et comble.

#### VIII-4-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

##### a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec :  $V = V' = \frac{L}{2}$ ,

L : longueur du voile.

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d », tel que :  $d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$  .... [Art 7.7.4 RPA99/V2003]

Avec  $L_c$  : longueur de la zone comprimée,  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

$h_e$  : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

### b) Calcul des efforts normaux :

#### - Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

$e$  : épaisseur du voile

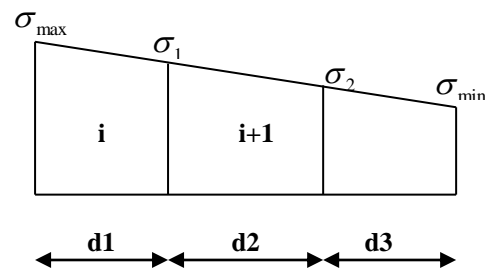


Figure VIII-1 : Section entièrement comprimée.

#### - Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

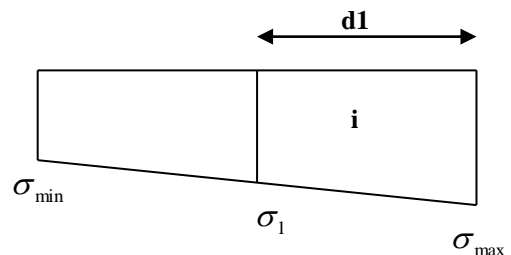


Figure VIII-2 : Section entièrement tendue.

#### - Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

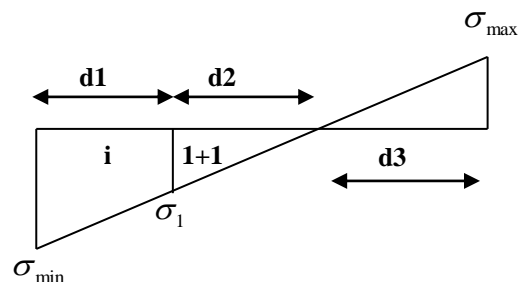


Figure VIII-3 : Section partiellement comprimée.

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

---

### c) Armatures verticales :

#### - Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

$B_t$  : section de la bande  $B_t = d \cdot e$

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec  $B$  : section du béton comprimé.

#### - Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

#### - Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

### d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$$A_{\min} \geq 2\% (B^t) \quad ; \quad B^t : \text{section du béton tendu.}$$

### e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de  $10\Phi$ , la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} \quad ; \quad 0,15\% (B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

### g) Armatures transversal :

armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

### h) Les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totale de ces armatures doit être au moins égales à 4HA10.

### i) Règles communes :

#### Espacement

L'espace des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\}$  Aux extrémités du voile, l'espace des barres est réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

#### Longueur de renversement

Elle est de :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

#### Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante

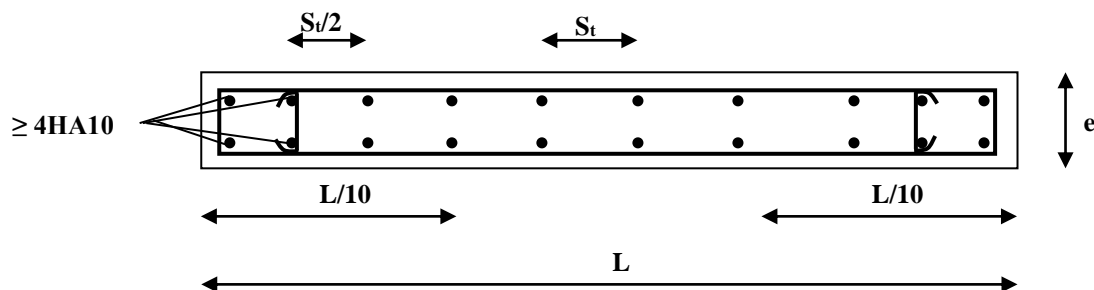


Fig.VIII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VIII-5 Vérification à L'ELS :

#### 1- Contrainte du béton à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_V}$$

Avec :

$N_{ser}$  : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

$A_V$  : section d'armatures verticales.

#### 2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile ( $d = 0,9h$ ),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

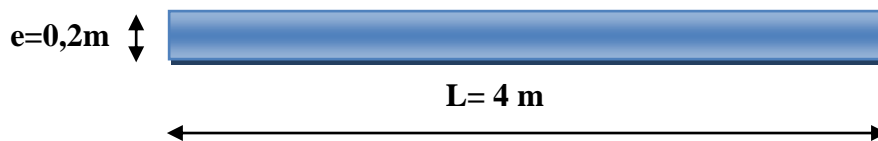
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

### VIII-6 Exemple de calcul de voile (VT1) :

#### 1- Caractéristiques géométriques

$$L = 3.6 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,20 \text{ m} \quad ; \quad B = 0,72 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 0.77 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.8 \text{ m.}$$



**Fig.VIII-5 : Coupe du voile transversal.**

#### 2- Sollicitation de calcul :

Du logiciel ETABS on tire les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{\max} = 1814 \text{ MPa} \quad > 0$$

$$\sigma_{\min} = -4736.28 \text{ MPa} \quad < 0$$

⇒ **Section partiellement comprimée.**

**3- Calcul de « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.11 = \mathbf{2,89 \text{ m}}$$

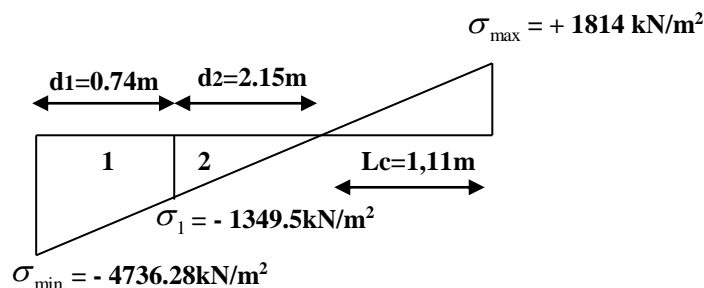
$$\Rightarrow d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m} ; \frac{2L_c}{3} = \frac{2(1,11)}{3} = 0,74\text{m} \right\}$$

**1<sup>ère</sup> bande :**  $d_1 = 0.74 \text{ m}$

**2<sup>ème</sup> bande :**  $d_2 = L_t - d_1 = 2.89 - 0.74 = 2.15 \text{ m}$

**4- Calcul de la contrainte «  $\sigma_1$  » :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{1814(2,89 - 0,74)}{2,89} = \mathbf{-1349,5 \text{ kN/m}^2}$$



**Fig.VIII-6:** Section partiellement comprimée.

**5- Détermination des efforts normaux :**

**1<sup>ère</sup> bande :**  $N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{-4736.28 + 1349.5}{2} \times 0.74 \times 0,2 = \mathbf{-234,09 \text{ kN}}$ .

**2<sup>ème</sup> bande :**  $N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{-1349.5}{2} \times 2.15 \times (0,2) = \mathbf{-290,14 \text{ kN}}$ .

Le signe (-) indique que les efforts  $N_{ui}$  et  $N_{ui+1}$  sont de traction.

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

### 6-Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{234.09 \times 10}{348} = 6.72 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{290.14 \times 10}{348} = 8.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot (1749.7)}{400} \times 10 = 67.36 \text{ cm}^2$$

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 6.72 + 67,36/4 = 23,56 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 8.34 + 67,36/4 = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot \frac{B^t \cdot f_{t28}}{f_e} ; \quad ; \quad \frac{0,2 \cdot B^t}{100} \right\} ; B_t = L_t(e) = 2,89 \cdot (0,20) = 0,578 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot \frac{0,578 \times 2,1}{400} ; \quad \frac{0,2 \cdot (0,578)}{100} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 6,97 ; 11,56 \} \Rightarrow A_{\min} = 11,56 \text{ cm}^2 < A_{v1} + A_{v2}$$

Choix des armatures :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = 23,56 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \times 9 \text{ HA14 } (27.7 \text{ cm}^2)$$

Esp = 8 cm.

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = 25.18 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \times 9 \text{ HA14 } (27.7 \text{ cm}^2)$$

Esp = 15 cm.

### 7- Armatures horizontales :

$$\text{Selon le RPA 99 } A_h \geq \frac{0,15 \cdot B}{100} = \frac{0,15 \cdot (400 \times 20)}{100} = 12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le BAEL } A_h \geq \frac{A_{vT}}{4} = \frac{A_{v1} + A_{v2}}{4} = \frac{27.7 + 27.7}{4} = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_h = 13.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 2x7HA12 = 15,84 cm<sup>2</sup>/ml avec : S<sub>t</sub> = 10 cm.

### 8- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

On opte pour 4 épingles de HA8/m<sup>2</sup>.

### 9-Vérification à l'ELS :

#### a) Espacement des barres :

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

---

$$\text{Esp} \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 30\text{cm}\}$$

$$\Rightarrow E_{sp}^{\max} \leq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b) Contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{5226.73}{(8000) + 15 \cdot (27.7 + 27.7)} \times 10 = 5,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification au cisaillement :

#### RPA :

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_u}{0,9 \cdot e \cdot L} = \frac{1,4 \cdot (1749.7)}{20 \times 360} \times 10 = 3.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### BAEL 91 :

$$\tau_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot e \cdot L} = \frac{(1749.7)}{20 \times 360} \times 10 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = \min \left\{ \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### Remarque :

Les espacements qui se trouvent sur les tableaux au-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont pour une bande de 1ml de hauteur.

### Ferrailage des voiles :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

**Tableau VIII-1 :ferrailage des voiles vl1 vl2 vl3 (zone 1)**

VL1 ,VL2 ,VL3	ZONE	I	I	I	
Caracteristiques geometriques	L[m]	3.30	2.80	1.20	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m2]	0.66	0.56	0.24	
	I [m4]	0.60	0.37	0.03	
	h[m]	2.66	2.66	2.66	
	$V=V'=L/2$	1.65	1.40	0.60	
solicitation de calcul	Ns [KN]	-2779.00	655.01	-162.01	
	T [KN]	1488.02	493.81	113.66	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1932.83	1397.01	1529.82	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3653.09	-2257.52	-2111.13	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	1.14	1.07	0.50	
	Lt [m]	2.16	1.73	0.70	
	d1[m]	0.76	0.71	0.34	
	d2 [m]	1.40	1.02	0.36	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1251.06	820.67	790.77	
	N1 [KN]	242.37	158.25	78.00	
	N2 [KN]	174.76	83.39	28.44	
	Av1 [cm <sup>2</sup> /bande]	6.96	4.55	2.24	
	Av2 [cm <sup>2</sup> /bande]	5.02	2.40	0.82	
Ferrailage	$A_{1min}=\max(0,2\%B;BFt28/400)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	7.99	7.49	3.53	
	$A_{2min}=\max(0,2\%B;BFt28/400)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	14.67	10.67	3.78	
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	57.29	19.01	4.38	
	$A_1=A_{v1}+(A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	21.29	9.30	3.34	
	$A_2=A_{v2}+(A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	19.34	7.15	1.91	
	A1 adopté[cm <sup>2</sup> ]	24.62	13.56	4.71	
	A2 adopté[cm <sup>2</sup> ]	24.62	13.56	4.71	
	Choix par bande	bande 1	2X8HA14	2X6HA12	2X6HA10
		bande 2	2X8HA14	2X6HA12	2X6HA10
	Espacement	bande 1	10	10	8
		bande 2	10	15	8
	$A_h=(A_{vt}/4)/2$ : [cm <sup>2</sup> / L	6.78	4.71	3.93	
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml	6HA12	6HA10	5HA10	
	Armatures transversales	4Epingles HA8/m2			
	$\zeta_b=5MPa$	$\zeta_b$ [MPa ]	3.51	1.37	0.74
$\zeta_u=2,5MPa$	$\zeta_u$ [MPa ]	2.49	0.98	0.53	
Verification	$\sigma_{bc}= 15$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	-0.38	0.16	-0.11

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

VL4	Zone	I	II	III	
Caracteristiques geometriques	L[m]	1.08	1.08	1.08	
	e [m]	0.20	0.2	0.2	
	B [m <sup>2</sup> ]	0.216	0.216	0.216	
	I [m <sup>4</sup> ]	0.02	0.02	0.02	
	h[m]	2.66	2.71	2.71	
	V=V'=L/2	0.54	0.54	0.54	
sollicitation de calcul	NS [KN]	-603.82	-220.11	140.30	
	Vu [KN]	254.76	432.74	411.05	
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	2515.79	2630.81	1715.96	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-4842.77	-3439.11	-2420.24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	0.37	0.47	0.45	
	Lt [m]	0.71	0.61	0.63	
	d1[m]	0.25	0.31	0.30	
	d2 [m]	0.46	0.30	0.33	
	σ <sub>l</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	1644.50	1289.15	904.88	
	N1 [KN]	102.41	122.33	78.28	
	N2 [KN]	76.40	38.66	30.15	
	Av1 [cm <sup>2</sup> /bande]	2.94	3.52	2.25	
	Av2 [cm <sup>2</sup> /bande]	2.20	1.11	0.87	
Ferrailage	A1 <sub>min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		2.58	3.28	3.14
	A2 <sub>min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		4.88	3.15	3.50
	Avj [cm <sup>2</sup> ]		9.81	16.66	15.83
	A1=Av1+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		5.39	7.68	6.21
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		4.65	5.28	4.82
	A1 adopté[cm <sup>2</sup> ]		9.23	6.78	6.78
	A2 adopté[cm <sup>2</sup> ]		9.23	6.78	6.78
	Choix par bande	bande 1	2X3HA14	2x3HA12	2X3HA12
		bande 2	2X3HA14	2X3HA12	2X3HA12
	Espacement	bande 1	8	8	8
		bande 2	10	10	10
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> ]/ L		6.78	6.78	6.78
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		6HA12	6HA12	6HA12
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
ζ <sub>b</sub> =5MPa	ζ <sub>b</sub> [MPa ]	1.83	3.12	2.96	
ζ <sub>u</sub> =2,5MPa	ζ <sub>u</sub> [MPa ]	1.31	2.23	2.11	
Verification	σ <sub>bc</sub> = 15 [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	-0.22	-0.08	0.05

VIII-2 :Ferrailage du voile -vl4- en (zone1-2-3)

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

Tableau-VIII-3 : Ferrailage du voile-v15

VL5	Zone	I	II	III	
Caracteristiques geometriques	L[m]	0.83	0.83	0.83	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m <sup>2</sup> ]	0.166	0.166	0.166	
	I [m <sup>4</sup> ]	0.01	0.01	0.01	
	h[m]	2.66	2.66	2.66	
	V=V'=L/2	0.42	0.42	0.42	
solicitation de calcul	Ns [KN]	-812.29	351.34	-276.46	
	Vu[KN]	288.44	351.02	288.44	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2707.85	2104.89	2707.85	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5086.88	-3744.03	-2408.90	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	0.29	0.30	0.44	
	Lt [m]	0.54	0.53	0.39	
	d1[m]	0.19	0.20	0.29	
	d2 [m]	0.35	0.33	0.10	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1746.89	1315.98	678.58	
	N1 [KN]	85.63	68.12	99.17	
	N2 [KN]	61.04	43.71	6.64	
	Av1 [cm <sup>2</sup> /bande]	2.46	1.96	2.85	
	Av2 [cm <sup>2</sup> /bande]	1.75	1.26	0.19	
Ferrailage	A1min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]	2.02	2.09	3.07	
	A2min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]	3.67	3.49	1.03	
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	11.10	13.51	11.10	
	A1=Av1+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	5.24	5.34	5.63	
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	4.53	4.63	2.97	
	A1 adopté[cm <sup>2</sup> ]	6.78	6.78	6.78	
	A2 adopté[cm <sup>2</sup> ]	6.78	6.78	6.78	
	Choix par bande	bande 1	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
		bande 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	Espacement	bande 1	8	8	8
		bande 2	10	10	10
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> ]/ L	6.78	6.78	6.78	
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml	6HA12	6HA12	6HA12	
	Armatures transversales	4Epingles HA8/m2			
$\zeta_b=5\text{MPa}$	$\zeta_b$ [MPa ]	2.70	3.29	2.70	
$\zeta_u=2,5\text{MPa}$	$\zeta_u$ [MPa ]	1.93	2.35	1.93	
Vérification	$\sigma_{bc}= 15$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	-0.29	0.13	-0.10

## CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles

VT1	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L[m]	4.00	4.00	4.00	
	e [m]	0.20	0.2	0.2	
	B [m <sup>2</sup> ]	0.80	0.8	0.8	
	I [m <sup>4</sup> ]	1.07	1.07	1.07	
	h[m]	2.66	2.66	2.66	
	V=V'=L/2	2.00	2.00	2.00	
solicitation de calcul	NS [KN]	5226.73	-2678.85	-2093.18	
	Vu [KN]	1749.70	1205.91	1006.78	
	σmax [KN/m <sup>2</sup> ]	1814.00	2394.69	1375.46	
	σmin [KN/m <sup>2</sup> ]	-4736.28	-3778.66	-3027.18	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	1.11	1.55	1.25	
	Lt [m]	2.89	2.45	2.75	
	d1[m]	0.74	1.03	0.83	
	d2 [m]	2.15	1.41	1.92	
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]	1350.82	1382.95	958.81	
	N1 [KN]	233.72	390.77	194.47	
	N2 [KN]	290.94	195.54	183.83	
	Av1 [cm <sup>2</sup> /bande]	6.72	11.23	5.59	
	Av2 [cm <sup>2</sup> /bande]	8.36	5.62	5.28	
Ferrailage	A1min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		7.75	10.86	8.75
	A2min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		22.61	14.85	20.13
	Avj [cm <sup>2</sup> ]		67.36	46.43	38.76
	A1=Av1+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		23.56	22.84	15.28
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		25.20	17.23	14.97
	A1 adopté[cm <sup>2</sup> ]		27.70	27.70	20.36
	A2 adopté[cm <sup>2</sup> ]		27.70	20.36	20.36
	Choix par bande	bande 1	2x9HA14	2X9HA14	2x9HA12
		bande 2	2x9HA14	2X9HA12	2x9HA12
	Espacement	bande 1	8	8	8
		bande 2	15	15	15
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> / L		9.05	9.05	9.06
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		8HA12	8HA12	8HA12
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m2		
	ζb=5MPa	ζb [MPa ]	3.40	2.34	1.96
ζu=2,5MPa	ζu[MPa ]	2.43	1.67	1.40	
Verification	σbc= 15 [Mpa]	σbc [Mpa]	6.05	-0.32	-0.34

Figure VIII-4 ferrailage du voile vt1 en (zone 1-2-3)





# chapitre IX

**étude de l'infrastructure**

### **Etude de l'infrastructure.**

#### **Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

#### **1- Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

#### **2- Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

#### **IX-1) Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2,2 bar** comme contrainte admissible du Sol.

#### **IX-2) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;

- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

Dans notre cas nous avons **deux fondations décalées** :

- fondation Sous sol 4.
- fondation Sous sol 3.

### -FONDATION DU SOUS SOL 3-

#### **IX-3 : Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{40} = K = 1,125 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

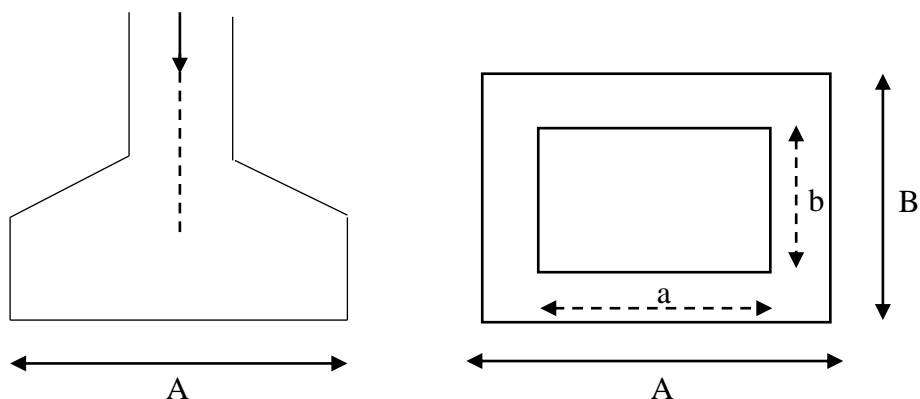
D'où

Exemple :

$$N_{ser} = 799,91 \text{ kN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad A \times B = 3,63 \text{ m}^2$$

$$B = 1.79 \text{ m} \quad ; \quad A = 2.02 \text{ m}.$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**Fig.IX-1 : Semelle isolée.**

**IX-4) Semelles filantes :**

**IX-4-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 220\text{kN/m}^2 = 0,22\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau IX-1 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N <sub>ser</sub> (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	286.52	1.2	1.08	1.3
VL2	356.39	3.3	0.5	1.65
VL3	405.67	2.8	0.65	1.82
				<b>S<sub>t</sub> = 11.02</b>

**Tableau IX-2 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	N <sub>ser</sub> (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	405.67	4	0.46.	1.84
				<b>1.84</b>

-La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S<sub>v</sub> = 12.86 m<sup>2</sup>**

**IX-4-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

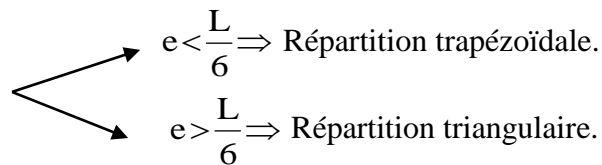
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (2-2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

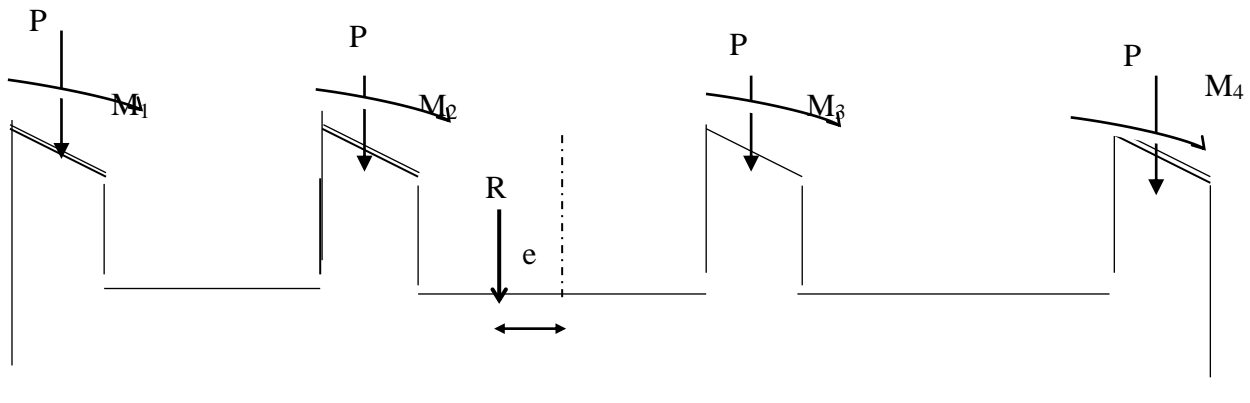
**Tableau IX-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.**

Poteaux	N <sub>s</sub> (kN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i</sub>
1	797.52	4	3190.08	0.217
2	746.66	0	0	-1.575
3	346.22	-4	-1384.88	-2.672
	$R = \sum N_i = 1890.4$		$\Sigma = 1805.2$	$\Sigma = -4.03$

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1805.2 - 4.03}{1890.4} = 0,952 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{8.4}{6} = 1,4 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1890.4}{8.4} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,952}{8.40}\right) = 301,56 \text{ kN/m}$$



**Figure IX-2:** Semelles filante sous poteaux.

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{SOL}} = \frac{301,56}{220} = 1,37 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,40 \text{ m}$$

On aura donc,  $S_p = 1,40 \times 8,4 = 11,76 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n$$

$$S_p = 11,76 \times 6 = 70,56 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 70,56 + 12,86 = 83,42 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 192 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{83,42}{192} = 0,435$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 43.5 %

**Conclusion :**

On remarque que la surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation du **SOUS SOL 3**.

**-Calcul de semelle :**

**VI-4-1-Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec :

$B$  : largeur de la semelle.

$h_s$  : Hauteur de la semelle.

$b$  : largeur du poteau dans le sens  $x$

$$h_s \geq \frac{140 - 40}{4} + 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm.}$$

On adopte une hauteur  $h_s = 30 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$L = 8.4 \text{ m}$

$B = 140 \text{ cm}$

$h_s = 30 \text{ cm}$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

**VI-4-2-Etude de la poutre de rigidité :**

**VI-4-2-1-Dimensionnement :**

Il faut que : La hauteur :  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

$L$  : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4 \text{ m} \Rightarrow \frac{400}{9} \leq h_p \leq \frac{400}{6} \Rightarrow 44.44 \leq h_p \leq 66.66 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur  $h_p = 70 \text{ cm}$ .

$$h_p = 70 \text{ cm} \Rightarrow \frac{70}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 70}{3} \Rightarrow 35 \leq b_p \leq 46.66$$

On adopte une largeur :  $b_p = 45 \text{ cm}$ .

**VI-4-2-2-Ferraillage de la poutre (ELU) :**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

**Calcul de la charge uniforme :**

**TABLEAU IX-4 :** les efforts interne dans la poutre

Point d'appuis	$N_U$	$M_U$	$e_U$	$N_U * e_i$
C-2	420	-4.093	-0.009	-3.78
C-3	1058.46	-2.432	-0.0023	2.43
C-4	1098.5	0.503	0.0004	0.44
Somme	2577.16	-6.082	0.0023	5.77

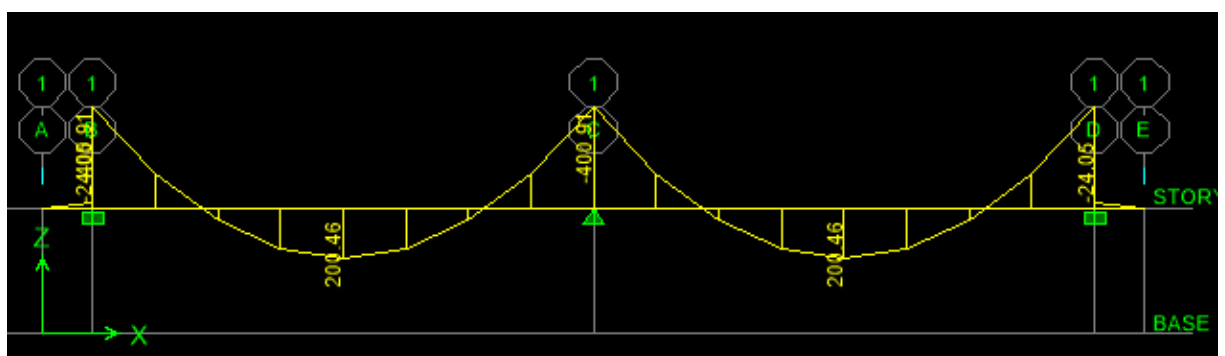
$$R = \sum N_U = 4514.59 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_u + \sum M_i}{R} = \frac{-5.77 - 6.082}{2577.16} = 0.0045 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{\sum N_U}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{2577.16}{8.4} \left( 1 + \frac{3 \times (1.05)}{8.4} \right) = 293.36 \text{ KN/ml}$$

**VI-4-2-3-Calcul des moments isostatiques :**

Les moments isostatiques seront extrais de l'ETABS.



**Fig.IX-3-** Diagramme des moments -

Aux appuis :

$$M_A = M_B = M_C = 400.91 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{AB} = M_{BC} = 200.46 \text{ KN.m}$$

**VI-4-2-4-Calcul des armatures :**

**Aux appuis :**

**Tableau-VI-5 :** Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Appui	Ma (kN.m)	$\mu$	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation	A (adoptée) (cm <sup>2</sup> )
A	400.91	0.158	0.914	20	1.74	Au > Amin	10HA16= 20.11
B	400.91	0.158	0.914	20	1.74	Au > Amin	10HA16= 20.11
C	400.91	0.158	0.914	20	1.74	Au > Amin	10HA16= 20.11

**En travée :**

**Tableau-VI-6:** Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Travée	Mt (kN.m)	$\mu$	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation	A (adoptée) (cm <sup>2</sup> )
A-B	200.46	0.08	0.958	9.54	1.74	Au > Amin	8HA16=16.09
B-C	200.46	0.08	0.958	9.54	1.74	Au > Amin	8HA16=16.09

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V_U^{Max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa}, 4\text{Mpa}\right)$$

$$V_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{268.15 \times 3.55}{2} = 475.97 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{293. \times 10^3}{570 \times 400} = 2.23 \text{ Mpa.} < \bar{\tau}_u$$

**Armateurs transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{l \text{ min}}\right) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min(2, 4.5, 1.2) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq 1.2 \text{ cm. on prend } \Phi_t = 8\text{mm.}$$

**Espacement des cadres :**

Selon le RPA, L'espacement entre les cadres doit être :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\right)$$

$$S_t \leq \min(17,5; 14,4; 30) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 14,4 \text{ cm. on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm. on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**Vérification des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.003S_t b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

**X-2 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_b = \frac{N_{uf}(B - b)}{8 d \sigma_{st}}$$

$$\text{Ou } N_{uf} = B \sigma_{3/4} 100$$

$A_b$  est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm<sup>2</sup>/ml).

$$N_{uf} = 293.36 \times 1.4 \times 1 = 410.7 \text{ KN.}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{410.7 \times (100 - 45)}{8 \times 63 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

On prend : **5HA12= 5.65 cm<sup>2</sup>/ml.**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On prend : **5HA10=3.93 cm<sup>2</sup>.**

**Calcul des armatures : (Sens longitudinal)**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_U = 1095.58 \text{ KN.}$$

$$M_U = \frac{N_u(B - b)^2}{8 \times B} = \frac{1095.58(1 - 0.45)^2}{8 \times 1} = 41.43 \text{ KN.m}$$

(Z= 0,9 d)

$$A = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = \frac{41.43 \times 10^6}{0.9 \times 70 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 5HA14 = 7.69 \text{ cm}^2.$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

Soient : **5HA 10 = 3,92 cm<sup>2</sup>**

➤ **Ferrailage de la longrine :**

**Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points D'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site :S2 ;zone IIa ).

#### Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>.
- (30cm x30cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>.

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm<sup>2</sup>**

#### Armatures longitudinales :

$$N = 293.36 \text{ kN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (Zone II a ; Site 3)}$$

$$F = \frac{268.15}{12} = 22.35 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN.}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{22.35 \times 10}{348} = 6.42 \text{ cm}^2.$$

**Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.**

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2.$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de : **A=6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>**

#### Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{l \text{ min}}\right) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min(1, 3, 1.6) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq 1 \text{ cm. on prend HA8.}$$

#### Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20, 15\Phi_1) = \min(20, 21).$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm. on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

### -FONDATION DU SOUS SOL4 :

#### IX-5) Semelle isolé :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{40} = K = 1,125 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

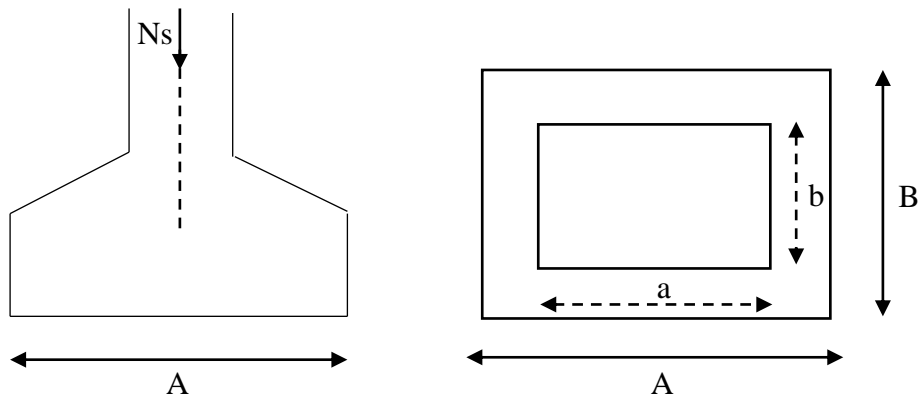
D'où

Exemple :

$$N_{ser} = 1379.93 \text{ kN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad A \times B = 6,27 \text{ m}^2$$

$$B = 2.36 \text{ m} \quad ; \quad A = 2.65 \text{ m}$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**Fig.IX-4:** Semelle isolée.

### IX-6) Semelles filantes :

#### IX-6-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 = 0,22 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau IX-1 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	$N_{ser}(\text{kN})$	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	981.025	3.3	1.35	4.45
VL2	929.22	2.8	1.5	4.22
VL3	566.9	1.8	2.38	2.57
VL4	414.6	0.83	2.25	1.88
				<b>30.92</b>

**Tableau IX-7** : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	N <sub>ser</sub> (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VT1	1181.04	4	1.34	5.36
				<b>26.8</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 57.82 m<sup>2</sup>**

**IX-6-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

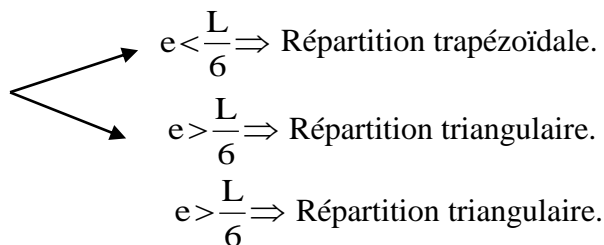
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Étape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (2-2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

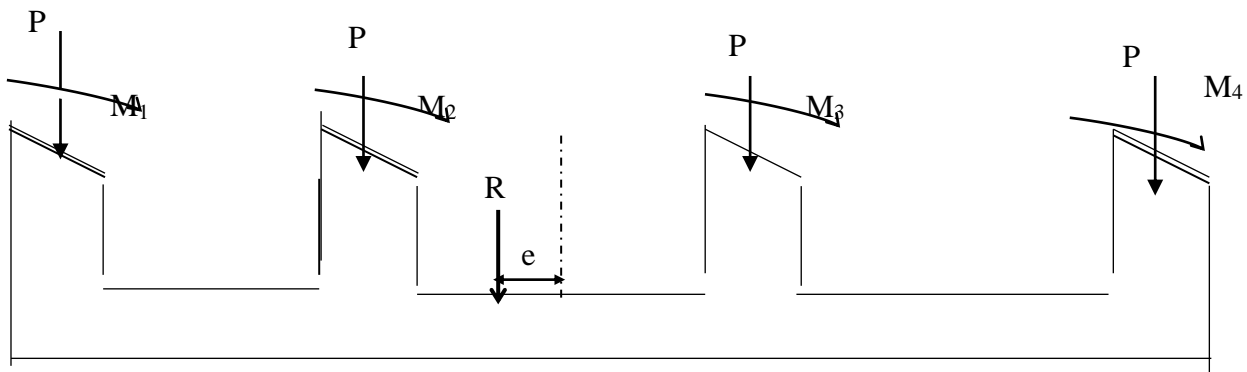
**Tableau IX-8 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N <sub>s</sub> (kN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i</sub>
1	1379.89	8	11039.12	6.133
2	806.47	4.7	3790.4	0.522
3	744.17	1.4	1041.84	2.015
4	700.32	-1.4	-980.45	1.469
5	620.62	-4.7	-2916.91	-1.783
6	966.54	-8	-7732.32	5.125
R = ∑ N <sub>i</sub> = 5218.01			∑ = 4231.68	∑ = 13.481

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{4231.68 + 13.481}{5218.01} = 0,82 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2.66 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5218.01}{16} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,82}{16}\right) = 376.26 \text{ kN/m}$$



**Fig.IX-5:** Semelles filante sous poteaux.

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{376.26}{220} = 1,7 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S_p = 1,7 \times 16 = 27.2 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 27.2 \times 3 = 81.6 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 81.6 + 57.82 = 139.42 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 147.4 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{139.42}{147.4} = 0,945$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 94.5 %

### Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est supérieure à 50% de la surface totale du Bâtiment. Donc on opte pour radier générale comme fondation du

**SOUS SOL 4.**

### IX-7) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

### IX-7-1) Pré dimensionnement du radier :

#### A- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

#### B- Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

h : épaisseur du radier

$L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 100 cm.**

b) Sous poteaux :

#### Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20cm$$

Soit **h<sub>d</sub> = 30 cm**

**Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \text{ Soit } h_n = 100 \text{ cm}$$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 70 = 28\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 70 = 49 \text{ cm} \text{ On prend } b_n = 50 \text{ cm}$$

**IX-7-2) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,776 \text{ m}$$

On prend :  $h = 100 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{\text{ner}} = 100 \text{ cm}$

$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$

$b_{\text{ner}} = 45 \text{ cm}$

**IX-7-3) Détermination des efforts à la base du radier :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

**Remarque :**

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (8 \times 0,50 \times 2 + 16 \times 2 \times 0,50 + 7,2 \times 0,5) = 22,08 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 128 + 22,08 = 150,08 \text{ m}^2$

**IX-7-4) Les Charge :**

Poids radier = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure)+(pds du radier)

$$:G_{\text{radier}} = [150.08 \times 0,3 \times 25] + [(0,7 \times 0,45 \times 6 \times 25 + 4 \times 0,7 \times 0,45 \times 25 + 16 \times 0,45 \times 0,7 \times 25 \times 3)] = 1582.35 \text{ kN}$$

Poids du remblai en TVO :  $G_{\text{remblai}} = [(128 - 23.4 - 21.6) \times 0.7 \times 17] = 987,7 \text{ kN}$

Poids de la dalle flottante :  $G_{\text{DF}} = [(128 + 17.16) \times 0,15 \times 25] = 544.35 \text{ kN}$

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

$$\mathbf{G_{\text{rad}} = 3114,4 \text{ kN}}$$

Surcharge du radier :  $Q_{\text{radier}} = 3,5 \times S_{\text{rad}} = 5 \times 128$

$$\mathbf{Q_{\text{rad}} = 640 \text{ kN}}$$

Pour le calcul des charges et surcharge de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente :  $G_{\text{bâtiment}} = 29620.53 \text{ kN (ETABS)}$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bâtiment}} = 4719.1 \text{ kN. (ETABS)}$

- **Charge permanente apportée sur le radier  $G_T$  :**

$G_T = P_{\text{(superstructure)}} + P_{\text{(infrastructure)}}$

$$G_T = 29620.53 + 3114.4 = \mathbf{32734,93 \text{ kN}}$$

- **Charge d'exploitation apportée sur le radier  $Q_T$  :**

$Q_T = P_{\text{(superstructure)}} + P_{\text{(infrastructure)}}$

$$Q_T = 4719.1 + 640 = \mathbf{5359,1 \text{ kN}}$$

**IX-7-5) Combinaisons d'actions :**

L'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 52230,8 \text{ kN}$

L'ELS :  $N_s = G + Q = 38094,03 \text{ kN}$

**IX-7-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

L'ELU :  $S_{\text{nradi}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{23533.17}{1,33 \times 220} = 80.42 \text{ m}^2$

L'ELS :  $S_{\text{nradi}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{17169.84}{220} = 78.04 \text{ m}^2$

D'où :

$$S_{\text{nradi}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 80.42 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} > S_{\text{nradi}}$  ..... **Condition vérifiée.**

**IX-8) Vérification :**

**IX-8-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 2,5MPa$$

$b = 1m$ ;  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,75 = 0,67 m$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{23533.17 \times 1}{128} \times \frac{4}{2} = 367.71 kN$$

$$\tau_u = \frac{367.17}{1 \times 0,27} = 1359.88 kN/m^2 = 1.36 MPa$$

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

**IX-8-2) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

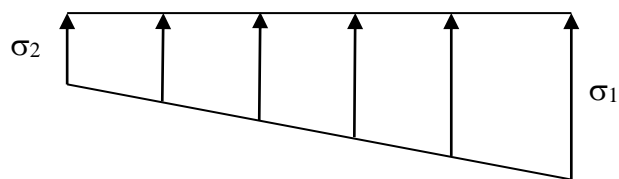
On doit vérifier que :

L'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

L'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



**Fig. IX-6 :** Diagramme des contraintes.

**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8m; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.35m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i(X_i - X_G)^2); I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i(Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = 2667,93m^4$$

$$I_{yy} = 1241.7m^4$$

**c) Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 5272.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 13449.81 \text{ kN.m}$$

**d) Calcul les contraintes :**

- **ELU :**

**Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{23533.17}{128} + \frac{5272.83}{1241.7} \times 6,35 = 210.8kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{23533.17}{128} - \frac{5272.83}{1241.7} \times 6.35 = 156.88kN/m^2$$

**Sens transversal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{23533.17}{128} + \frac{13449.81}{2667.93} \times 8 = 224.18kN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{23533.17}{128} - \frac{13449.81}{2667.93} \times 8 = 143.52kN/m^2$$

- **ELS :**

**Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{17169.84}{128} + \frac{5272.83}{1241.7} \times 6,35 = 161.1kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{17169.84}{128} - \frac{5272.83}{1241.7} \times 6.35 = 107.17kN/m^2$$

**Sens transversal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{17169.84}{128} + \frac{13449.81}{2667.93} \times 8 = 174.47kN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{My_y}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{17169.84}{128} - \frac{13449.81}{2667.93} \times 8 = 93.81 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau IX-9: Vérification de la stabilité du radier.**

sens	ELU					ELS				
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	Obs
x-x	210.8	156.88	197.32	292,60	OK	161.1	107.17	147.62	220	OK
y-y	224.18	143.52	204.01		OK	174.47	93.81	154.31		OK

**IX-8-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

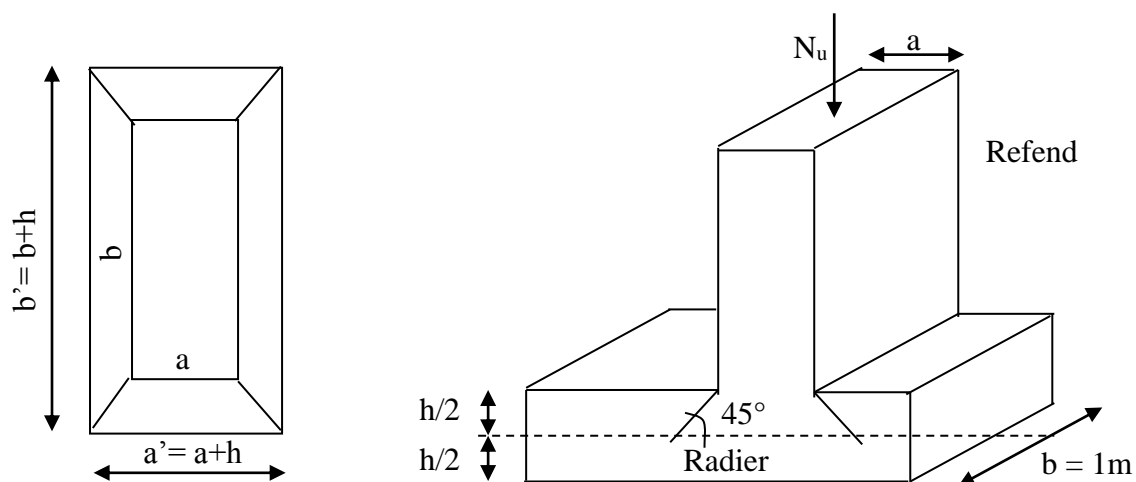
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)



**Fig.IX-7 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

1- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,45 + 2 \times 1) = 4,36 \text{ m}$$

$$N_u = 1887,95 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 4,80 \times 1 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 5086,66 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2- Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1616,09 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 1 \times 3,2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3733,33 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**IX-8-4) Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 128 \times 10 \times 1 = 1920 \text{ kN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w = (10 \text{ kN/m}^3)$

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1 m)

P = 15282,18 kN > 1920 kN  $\longrightarrow$  **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

**IX-9) Ferrailage du radier :**

**IX-9-1) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

**a- 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

**b- 2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

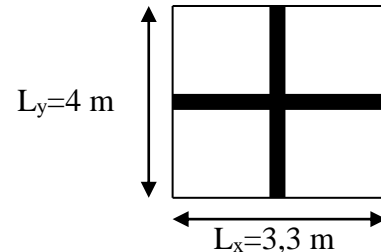
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**1- Identification du panneau le plus sollicité :**

$L_x = 3,3 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4} = 0,825$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(197,32; 204,01) = 204,01 \text{ kN/m}^2$

$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(147,62; 154,31) = 154,31 \text{ kN/m}^2$

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{1,35G_{rad}}{S_{rad}} = 204,01 - \frac{1,35 \times 3114,4}{150,08} = 175,99 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154,31 - \frac{3114,4}{150,08} = 133,56 \text{ kN/m}^2$$

**2- Calcul a' L'ELU :**

$q_u = 175,99 \text{ kN/m}^2$

$$\rho = 0,825 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0542 \\ U_y = 0,631 \end{cases}$$

**a) Calcul des moments  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  :**

$M_{ox} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0542 \times 175,99 \times (3,3^2) = 103,88 \text{ kN}$

$M_{oy} = u_y \times M_{ox} = 0,631 \times 103,88 = 65,55 \text{ kN}$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

**b) Ferrailage dans le sens x - x :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,50 \times 103,88 = -51,94 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51,94 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0501 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51,94 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA14 = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$  ; Sens de la petite portée

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 103,88 = 77,91 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{77,9 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,075 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,075 \rightarrow \beta = 0,960 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77,9 \times 10^3}{0,960 \times 27 \times 348} = 8,63 \text{ cm}^2$$

Soit :  $7HA14 = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$  ; Sens de la petite portée

**c) Ferrailage dans le sens y - y :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,50 \times 65,55 = -32,78 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,78 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA14 = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$  ; Sens de la grande portée.

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 65,55 = 49,16 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49,16 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,047 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta = 0,976 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49,16 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA14 = 7,7 \text{ cm}^2 / ml$$

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$  ; Sens de la grande portée.

### IX-9-2 -Calcul a L'ELS :

#### a) Calcul des moments $M_{ox}$ et $M_{oy}$ :

$$q_s = 133,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,825 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_{ox}$ ,  $M_{oy}$ .

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0541 \times 133,56 \times (3,30)^2 = 78,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,631 \times 78,83 = 49,74 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

Sens xx :

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,5 \times 78,83 = -39,41 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 78,83 = 59,12 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = -0,5M_{oy} = -0,5 \times 49,74 = -24,87 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 49,74 = 37,31 \text{ kN.m}$$

#### b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau IX-10** : Vérification des contraintes dans le béton.

Sens	Zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	51,94	39,41	1,32	0,048	0,41	Vérifiée
	Travée	77,91	59,12	1,32	0,048	0,41	Vérifiée
Y- Y	Appuis	32,78	24,87	1,32	0,08	0,41	Vérifiée
	Travée	49,16	37,31	1,32	0,048	0,41	Vérifiée

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,825}{2} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

**IX-9-3) Ferrailage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 100 \text{ cm}$  ;  $b = 45 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

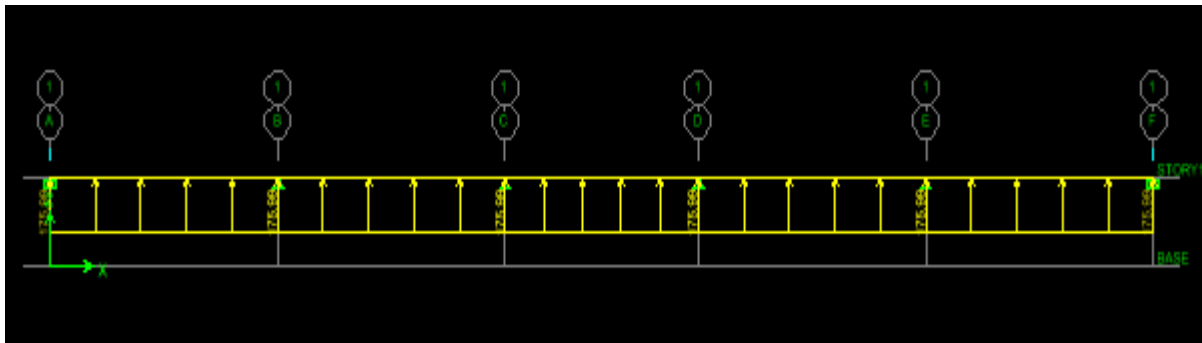
**IX-9-3-1) Détermination des efforts et calcul des armatures:**

**A- Sens longitudinal :**

ELU :  $q_u = 351.98 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = 267.12 \text{ kN/ml}$

**1- ELU :**



**Fig.VI -8 :** diagramme des charges appliquées.

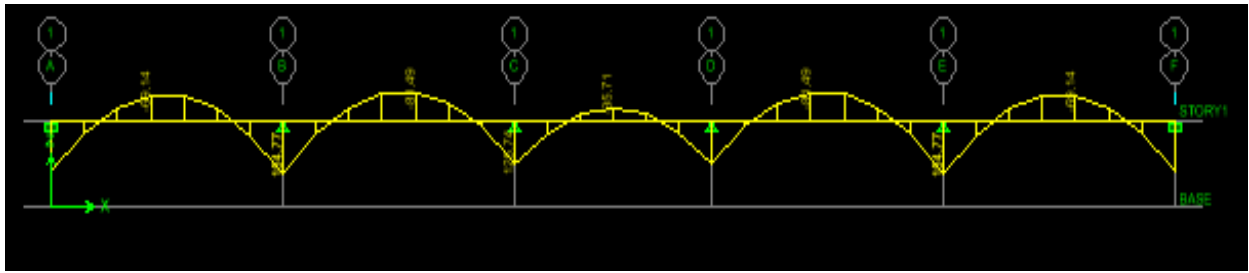


Fig.IX-9 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

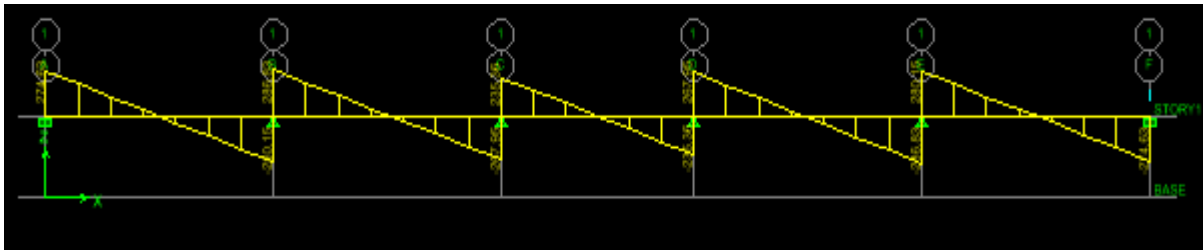


Fig.IX-10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments  $M_{\max}$  aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**Calcul des armatures:**

$$M_t^{\max} = -168.55 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 320.12 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 90 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 320,12 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{320.12 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 = U_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{320.12 \times 10^3}{0,968 \times 90 \times 348} = 10,56 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA16 = 14.19 cm<sup>2</sup>/ml.

- **En travée :**

$$M_t = -168.55 \text{ kN.m}$$

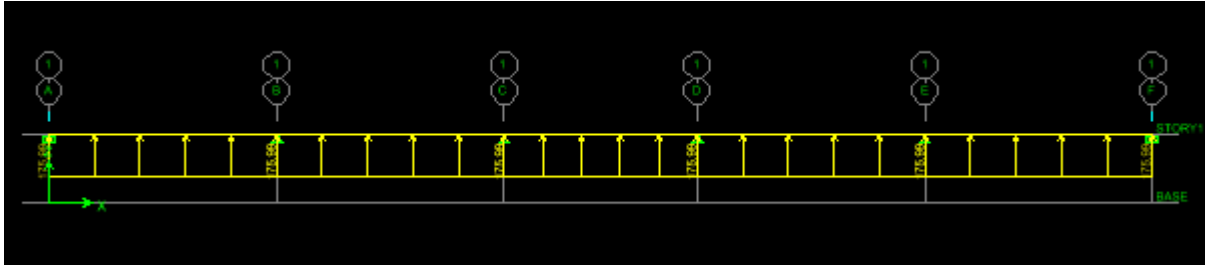
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{168.55 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,032 < U_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

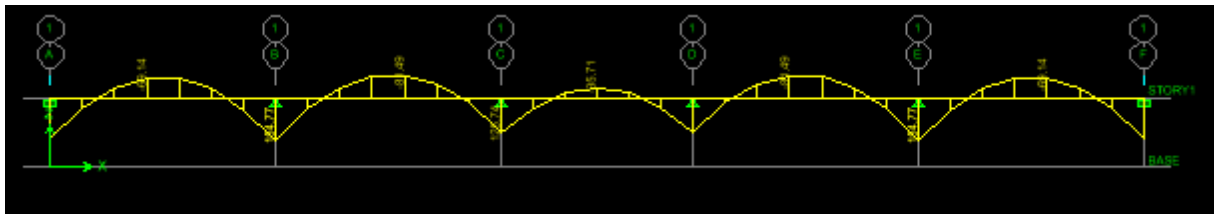
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{168,55 \times 10^3}{0,984 \times 90 \times 348} = 7,99 \text{ cm}^2$$

Soit : 4AH16+2HA14 = 11.12 cm<sup>2</sup>/ml.

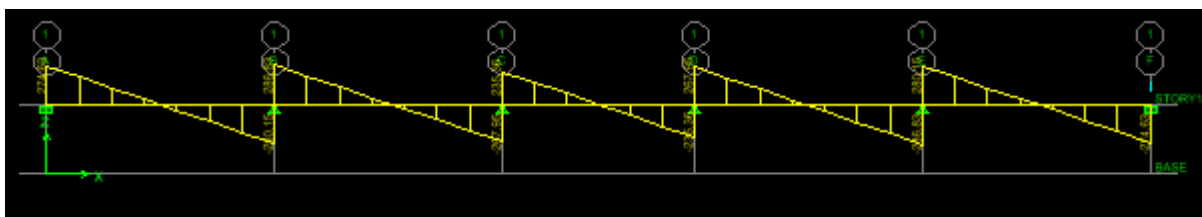
**2- ELS :**



**Fig.IX-11:** Le chargement à ELS.



**Fig.IX-12 :** Diagramme des moments fléchissant à ELS.



**Fig.IX-13 :** Diagramme des efforts tranchants à ELS.

**IX 9-4) Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau IX-11 :** Vérification à l'ELS dans le sens longitudinal.

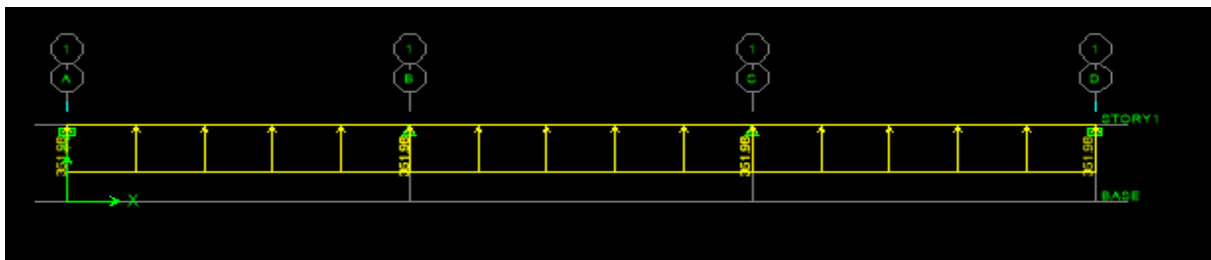
Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	320.12	240.39	1,33	0,062	0,014	0,415	Vérifiée
	Travée	-168.55	-126.57	1,33	0,032	0,014	0,415	Vérifiée

**B- Sens transversale :**

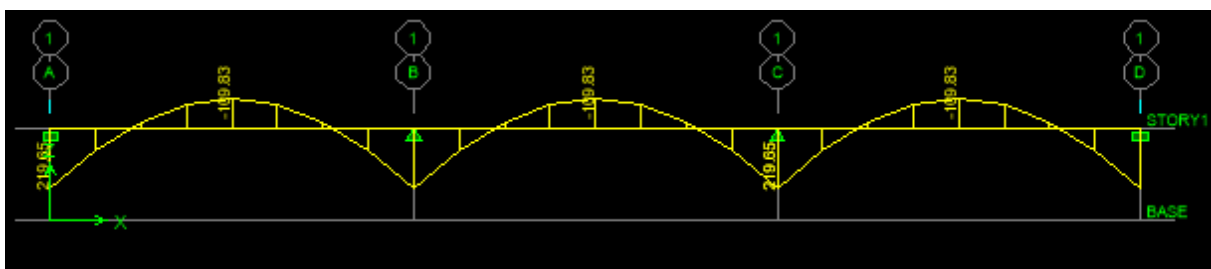
ELU : q<sub>u</sub> = 351.98/m

ELS : q<sub>s</sub> = 267.12 kN/m

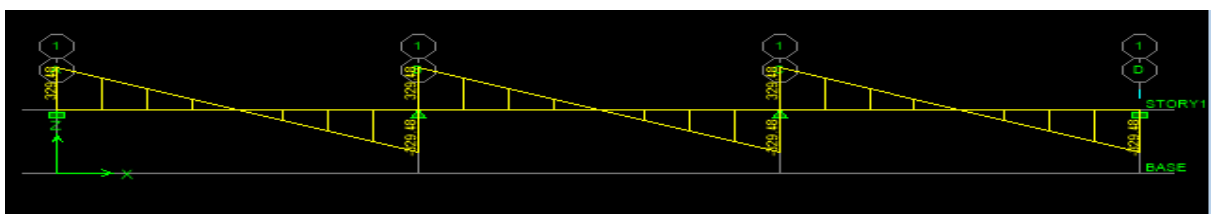
**1- ELU :**



**Fig.IX-14 :** Le chargement à ELU.



**Fig.IX-12 :** Diagramme des moments fléchissant à ELU.



**Fig.IX-15 :** Diagramme des efforts tranchants à ELU.

**Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -227.15 \text{ kN.}$$

$$M_a^{\max} = 454,31 \text{ kN.m}$$

$$b = 45\text{cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 90 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 454,31 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{454,31 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 = U_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{454,31 \times 10^3}{0,949 \times 90 \times 348} = 15,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **En travée :**

$$M_t = -227,15 \text{ kN.m}$$

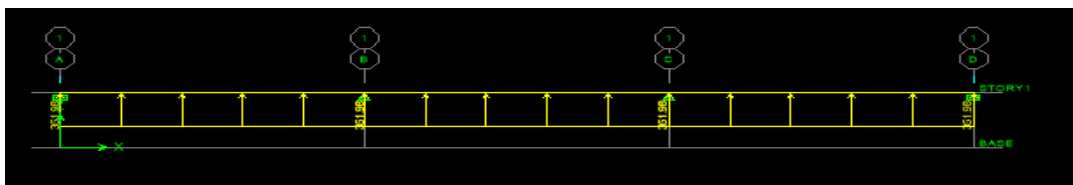
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{227,15 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,043 < U_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,979$$

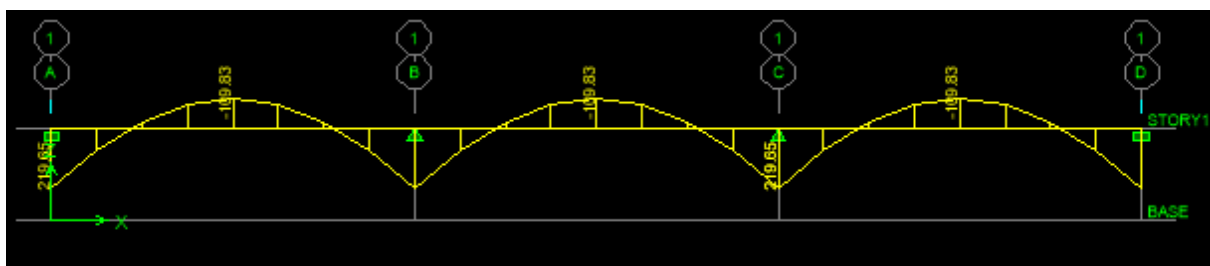
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{227,15 \times 10^3}{0,979 \times 90 \times 348} = 7,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**2- ELS :**



**Fig.IX-16 : Le chargement à ELS.**



**Fig.IX-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.**

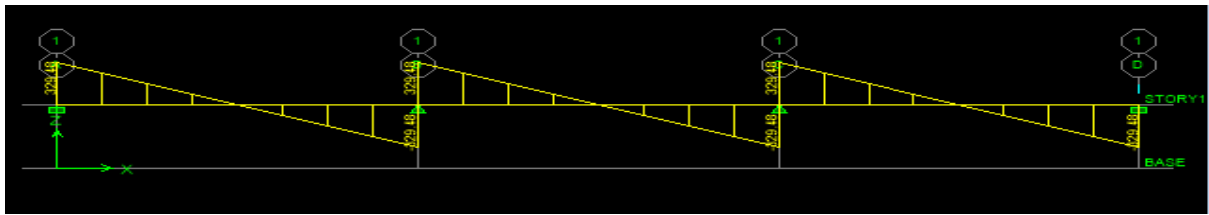


Fig.IX-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

**Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau IX-12 : Vérification à l'ELS dans le sens transversal.

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	454.31	341.16	1,33	0,096	0,014	0,415	Vérifiée
	Travée	-227.15	-170.58	1,33	0,043	0,014	0,415	Vérifiée

**Vérification à l'ELU :**

**a- Armatures transversales :**

**Espacement des armatures :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{25; 19,20\} = 19.2 \text{ cm}$$

S<sub>t</sub> = 15 cm : en zone nodale

S<sub>t</sub> = 15 cm : en zone courante

**Armatures transversale minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 2,025 \text{ cm}^2$$

Soit : A<sub>t</sub> = 6 HA 8 = 3,02 cm<sup>2</sup> (2 cadre et un étrier )

**b- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : T<sub>u max</sub> = 208.34 kN : Dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 681,46 \text{ kN}$  : Dans le sens transversal

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{208.34 \times 10^3}{450 \times 900} = 0,52 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérifications à l'ELS :**

**a- Condition de non fragilité (Art 4.2.1 /BEAL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 90 \times 2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau IX-13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Sens	Zone	$M_s(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	Obs
X-X	Appuis	240,39	14,19	0,35	0,968	141,3	194,45	1,37	CV
	Travée	-126,57	10,17	0,25	0,973	170,2	142,12	0,83	
Y-Y	Appuis	441,16	18,10	0,45	0,964	123,9	280,93	2,26	
	Travée	-170,58	9,23	0,23	0,974	177,3	210,83	1,19	

.

**Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91) :**

Des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par

mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

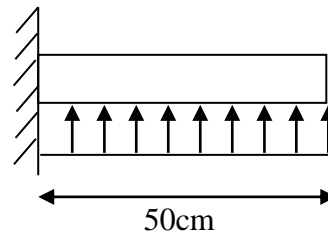
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 1} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

02 barres de  $\Phi 12$  avec des épingles  $\Phi 8$ .

**Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.



**Fig.VII -19 :** Schéma statique du débord

**2-1) Sollicitations de calculs :**

**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{175,99 \times 0,50^2}{2} = 21,99 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{133,56 \times 0,50^2}{2} = 16,69 \text{ KN.m}$$

**2-2) Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 40,5 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21,99 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,009 \rightarrow \beta_u = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,99 \times 10^3}{0,997 \times 40,5 \times 34,8} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_U = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**2-3) Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**2-4) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21,99}{16,69} = 1,32$$

$$\mu = 0,009 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au Débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.







# CONCLUSION

## CONCLUSION

L'étude de ce projet (R+2+4s/s+charpente en bois) à usage d'habitation, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés le logiciel **ETABS V9.6** adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode Des éléments finis, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.

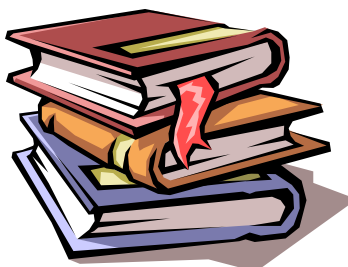
On a constaté que durant l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique afin d'atteindre les critères suivants :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

# BIBLIOGRAPHIE

## **BIBLIOGRAPHIE**



***📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.***

***📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.***

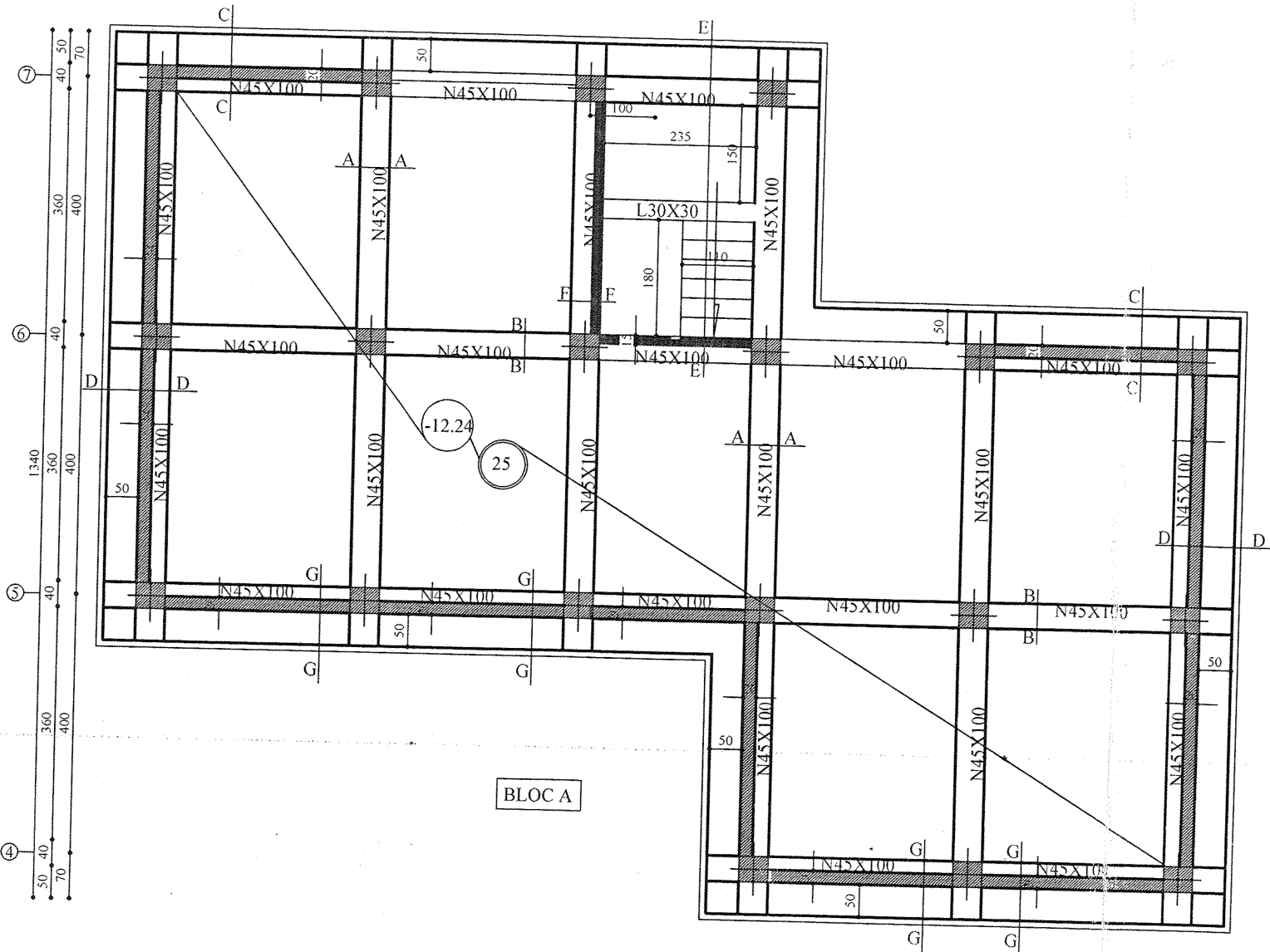
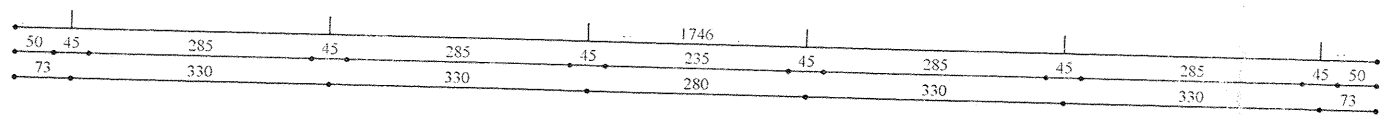
***📖 Calcul des ouvrages en béton armé .***

***📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.***

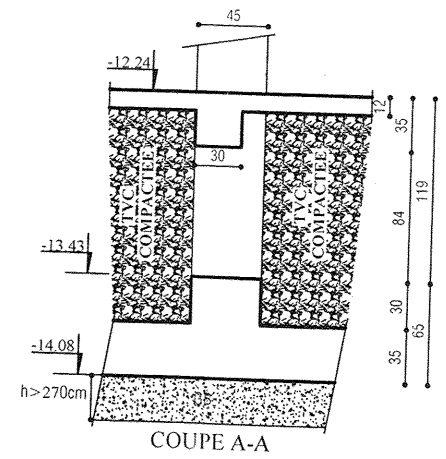
***📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).***

***📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).***

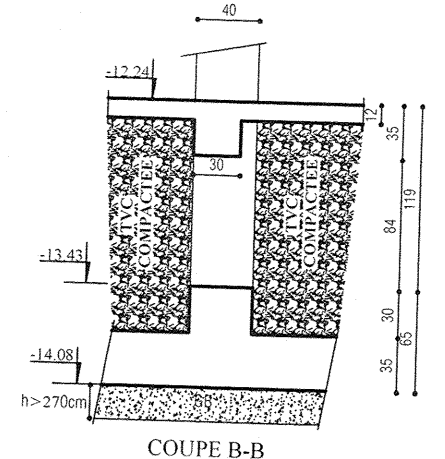
# Annexes



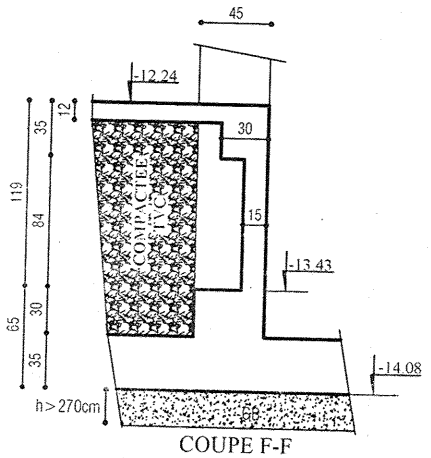
BLOC A



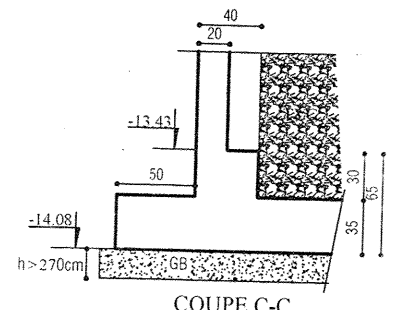
COUPE A-A



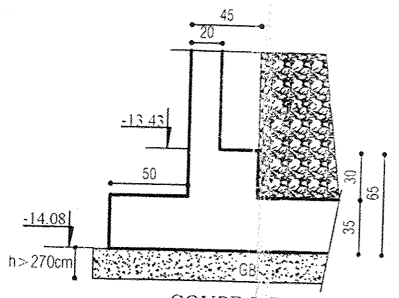
COUPE B-B



COUPE F-F



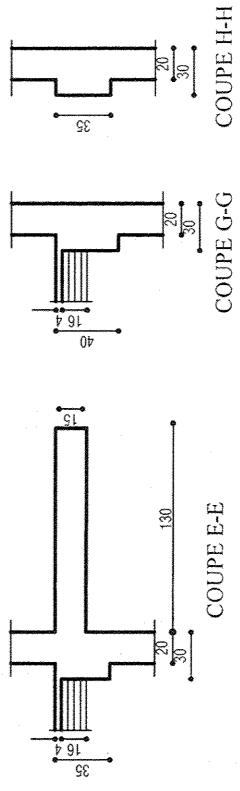
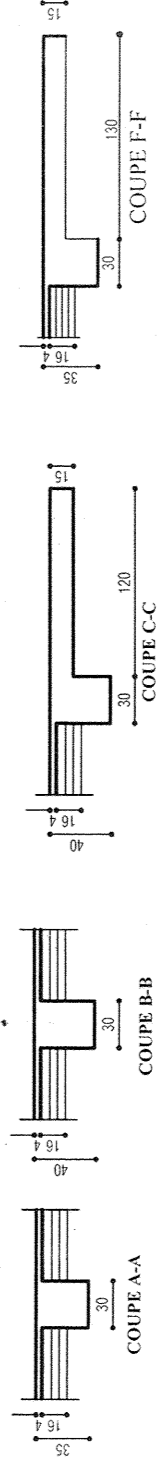
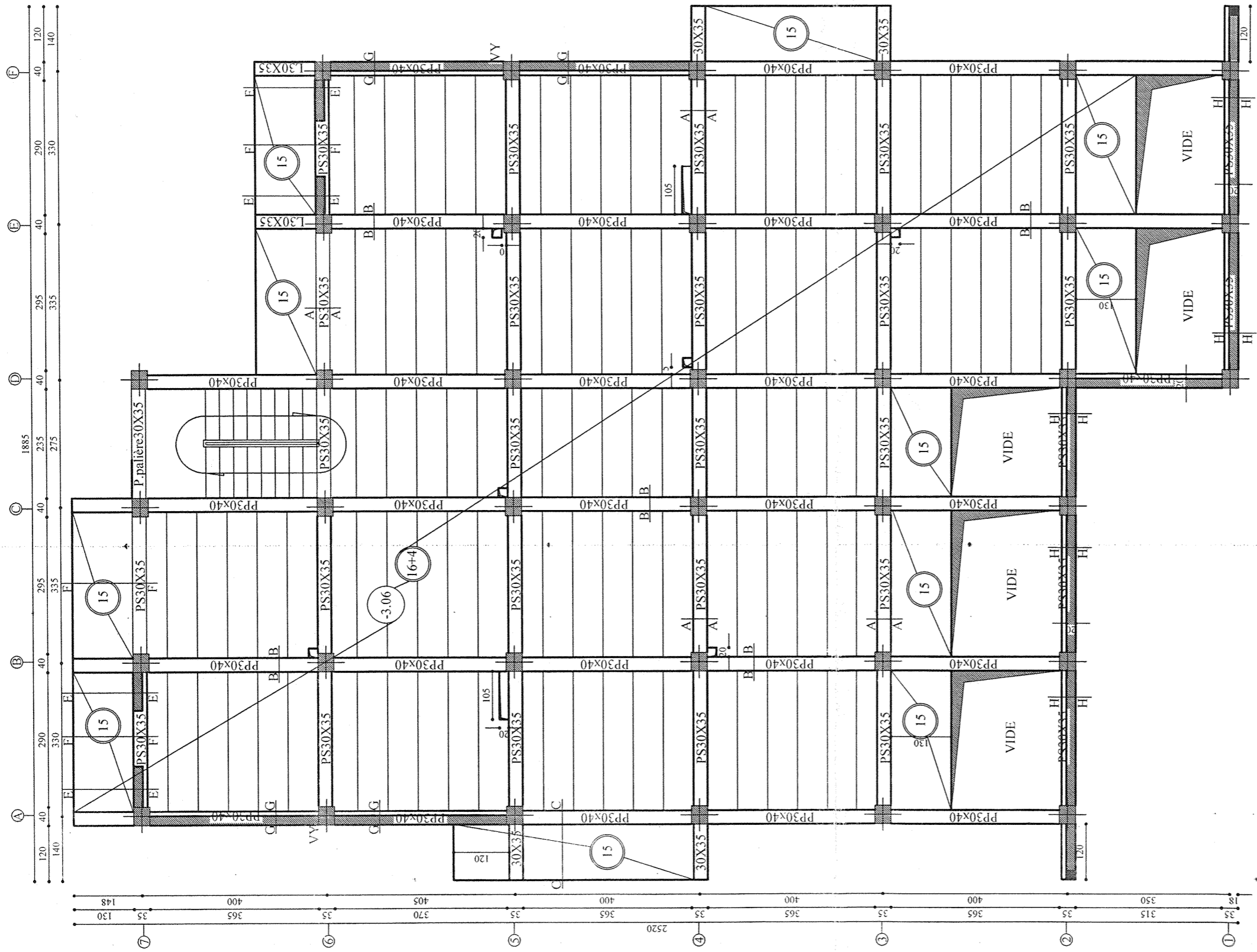
COUPE C-C



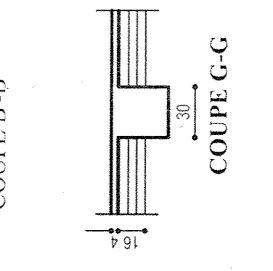
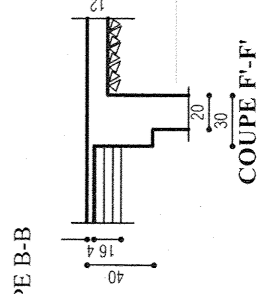
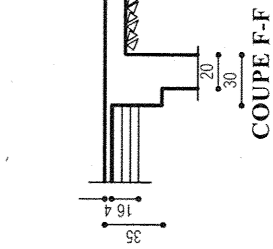
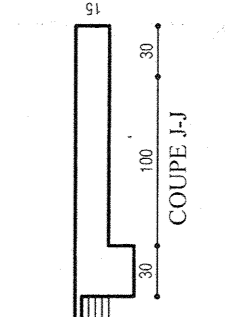
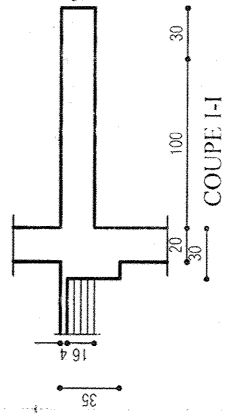
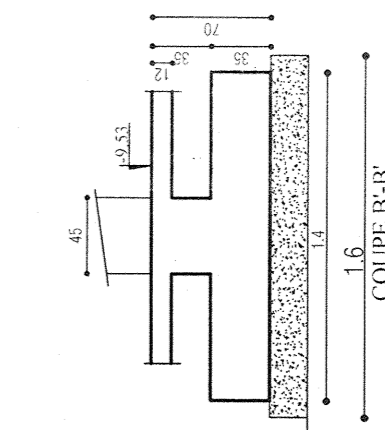
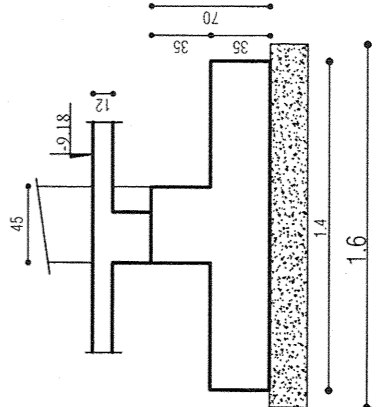
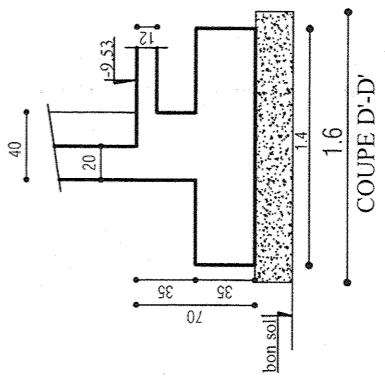
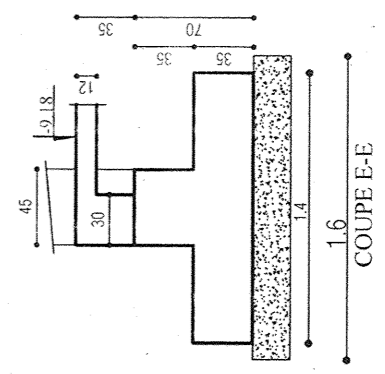
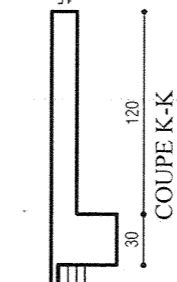
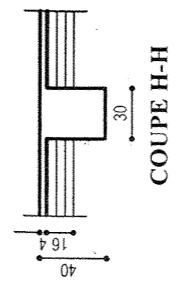
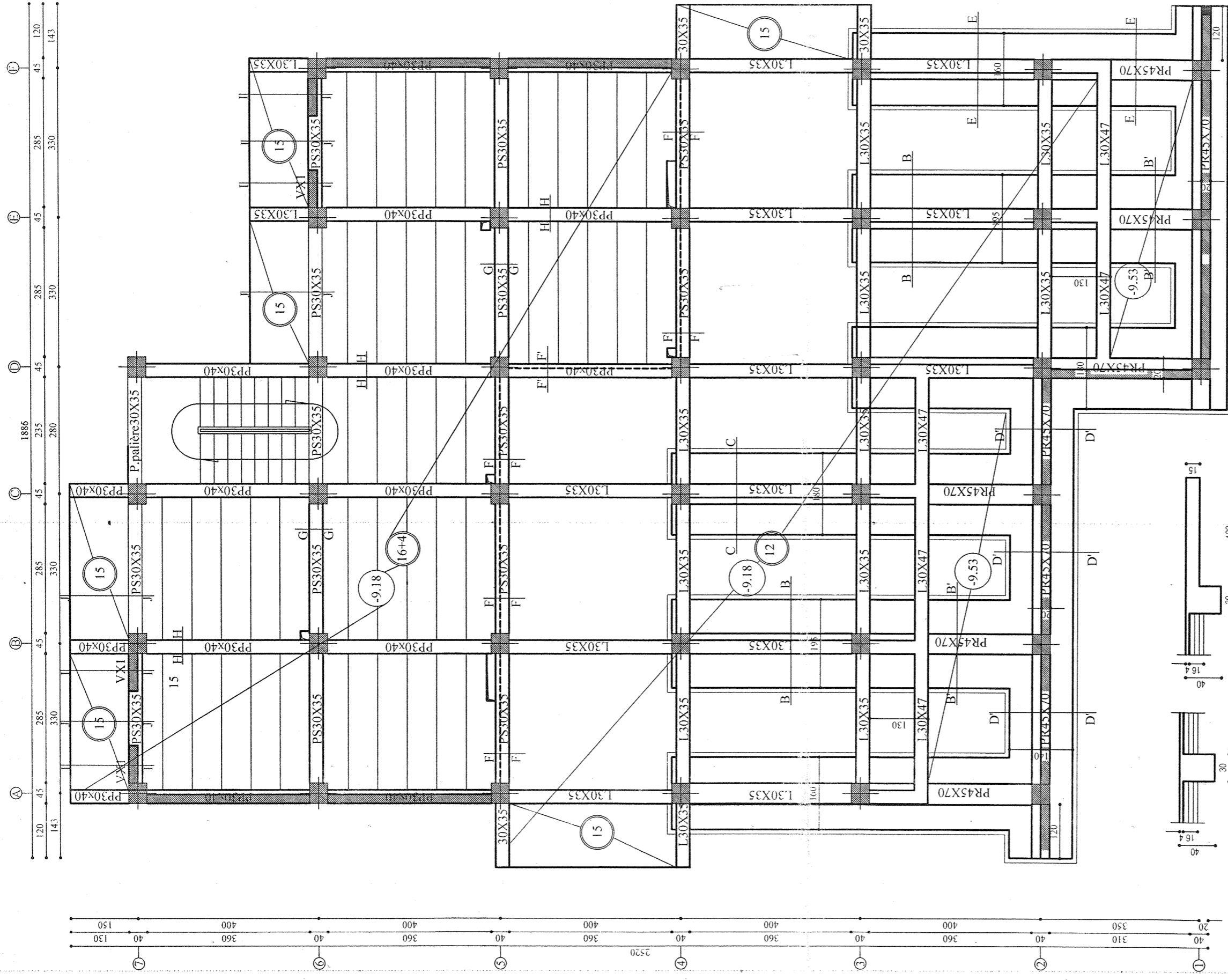
COUPE D-D



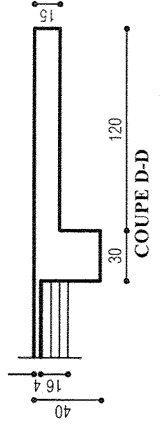
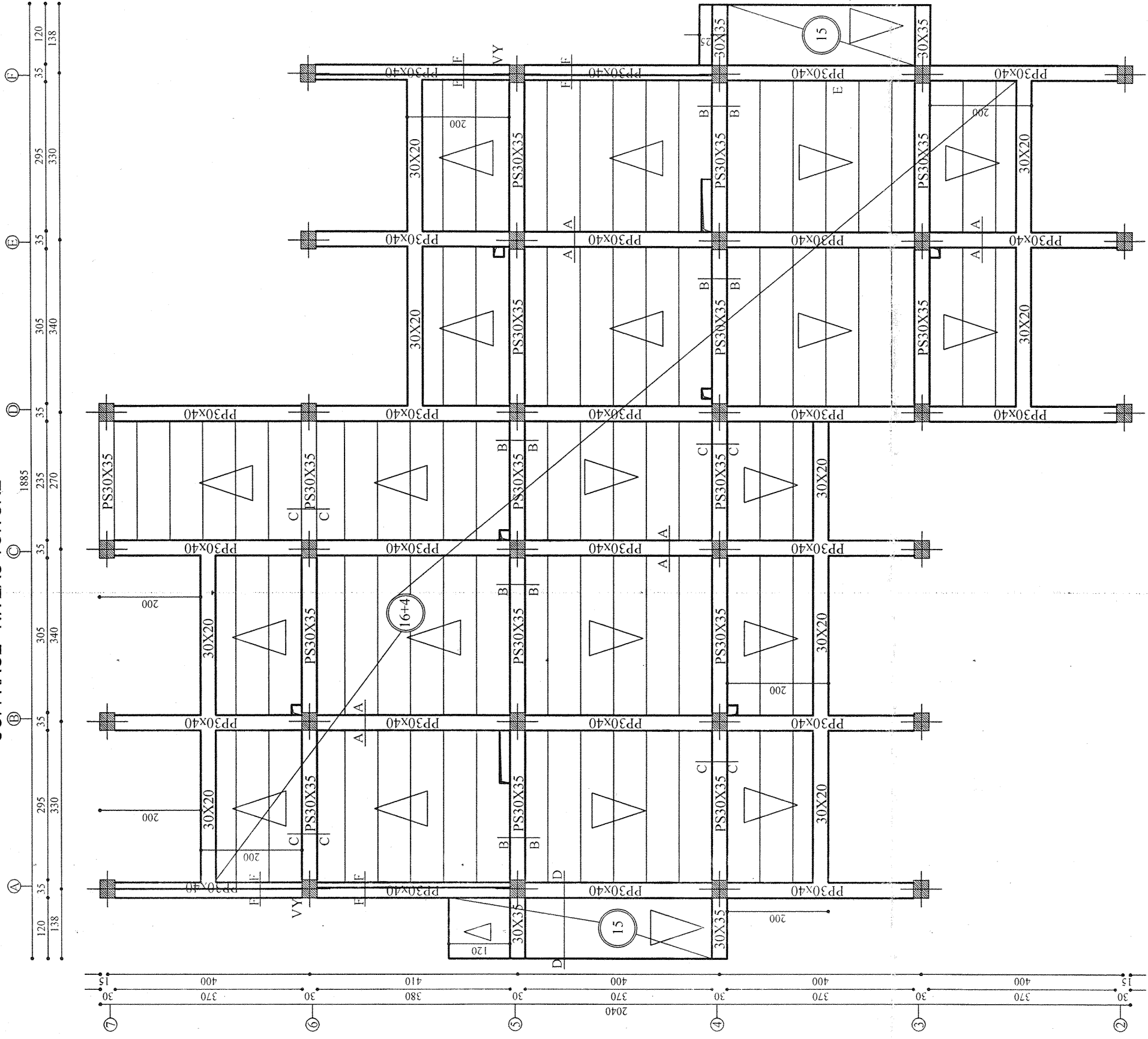
# -COFFRAGE PLANCHER NIVEAU -3.06 M



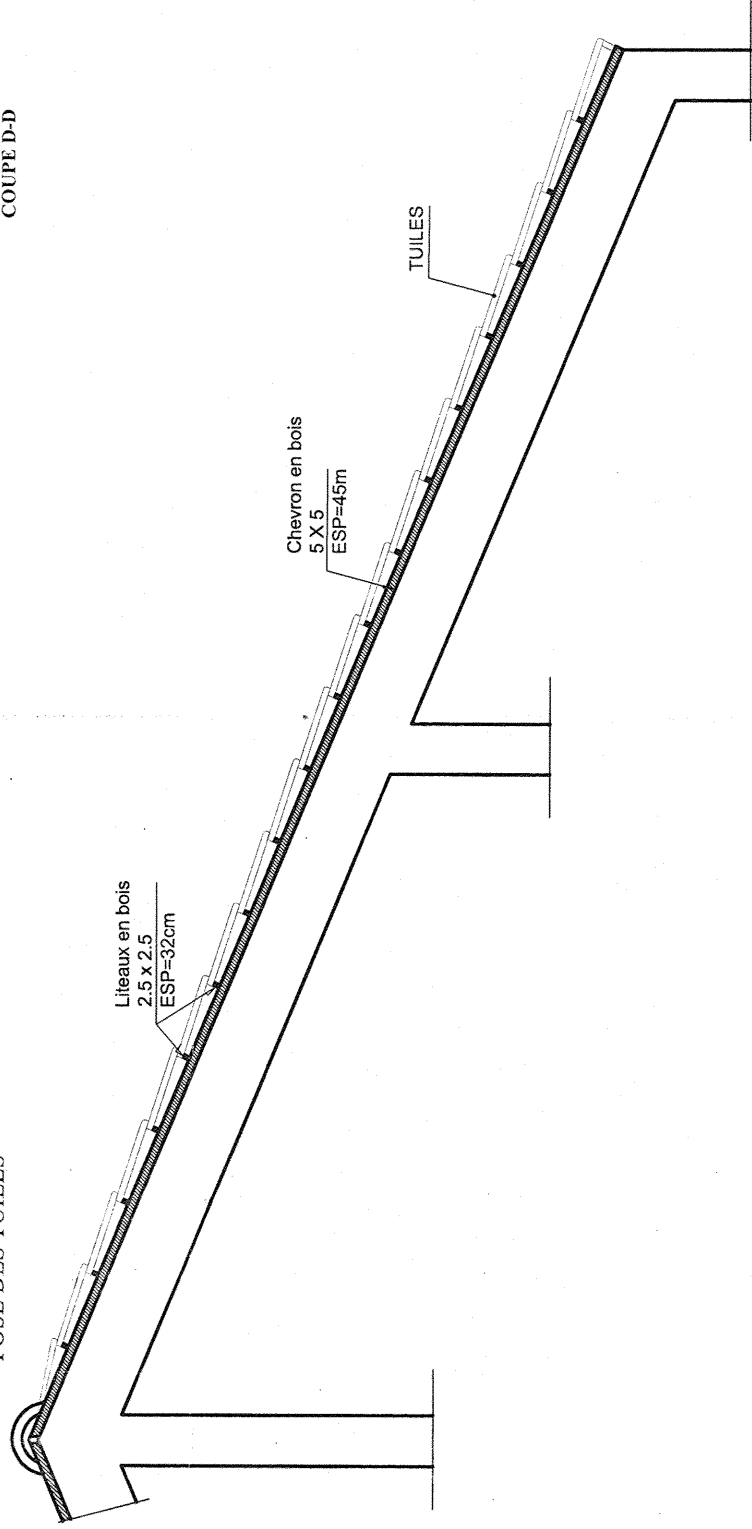
-COFFRAGE PLANCHER NIVEAU -9.18 M



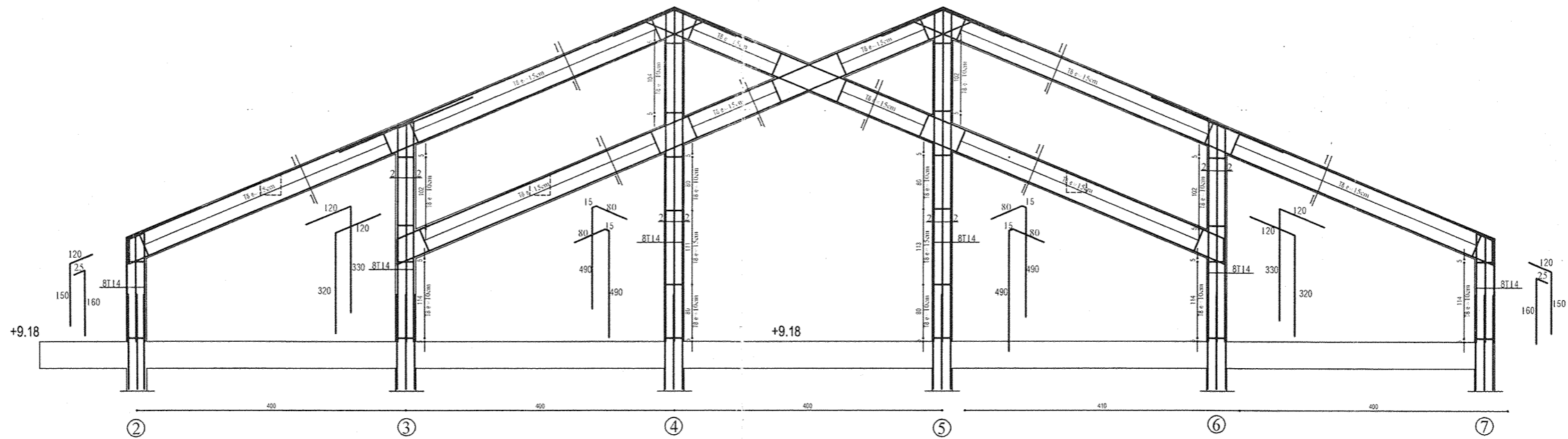
-COFFRAGE NIVEAU TOITURE



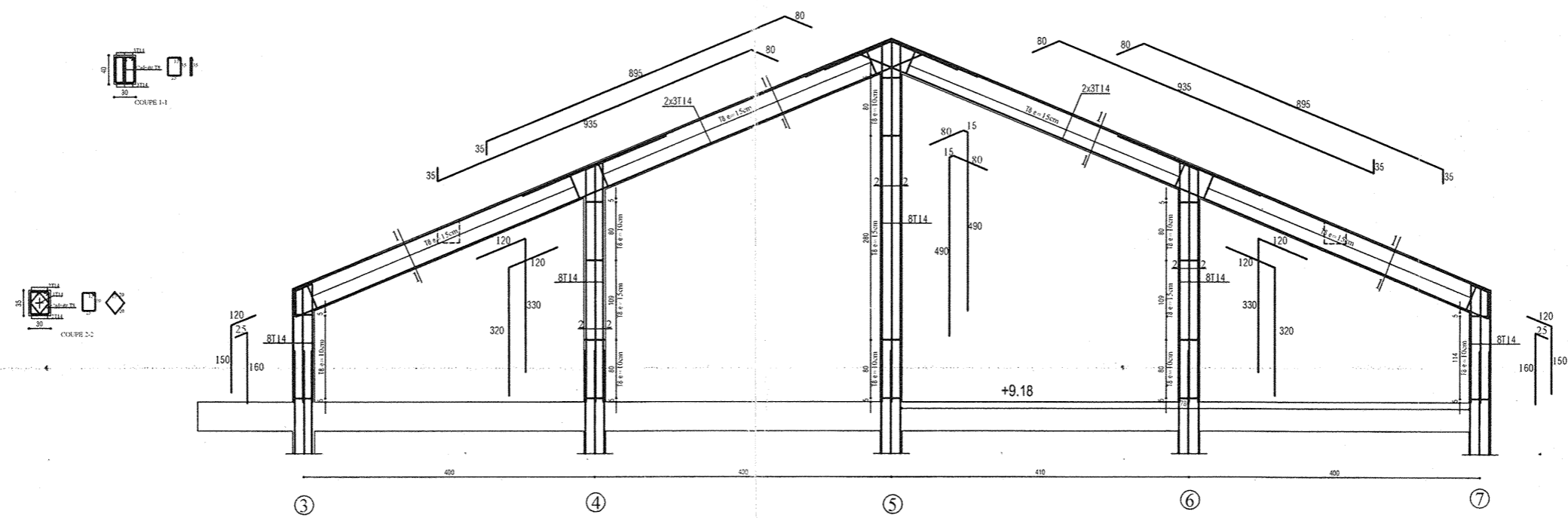
DETAIL DE LA POSE DES TUILES



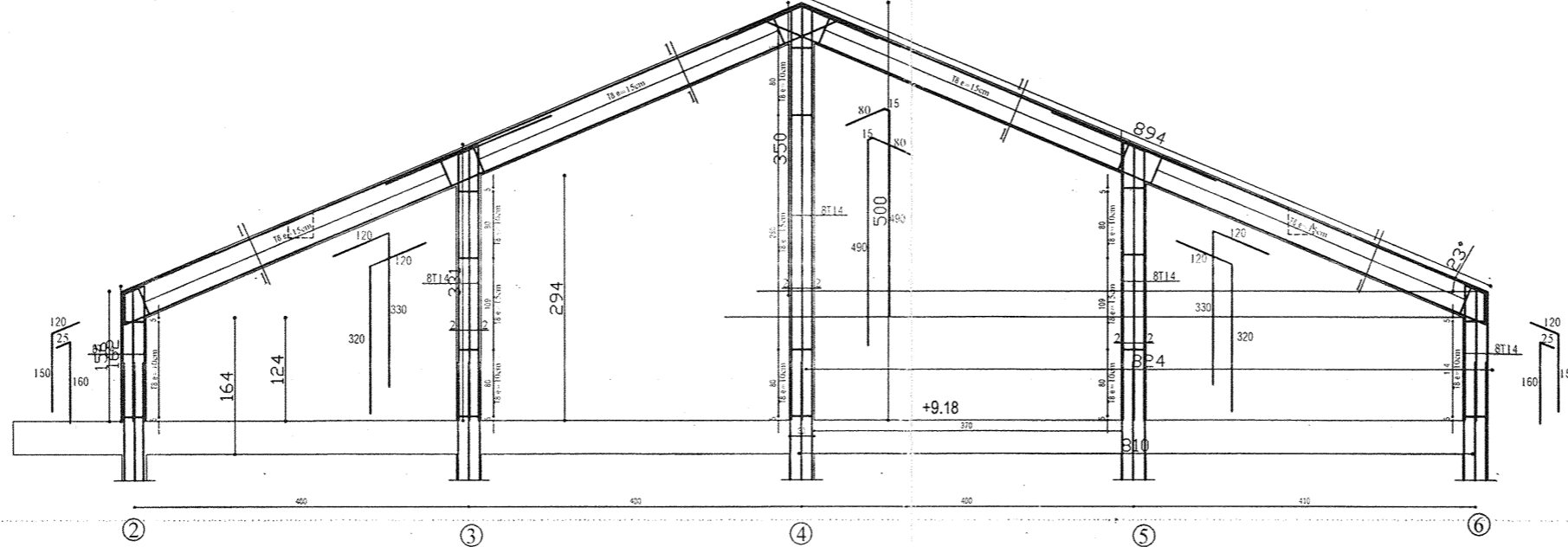
FERME DE LA FERME AXE D



FERME DES FERMES AXES A/B/C

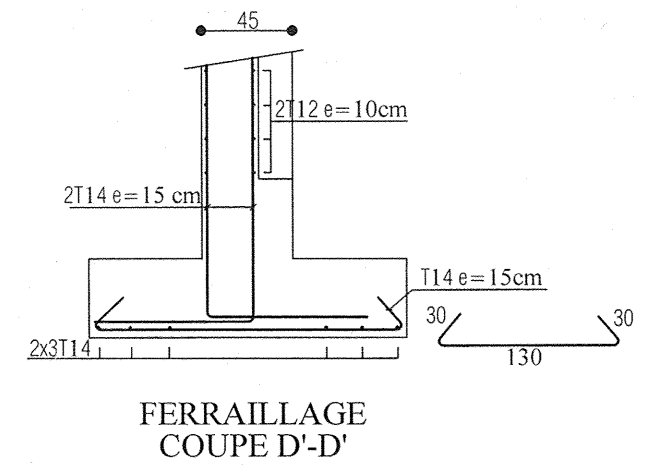
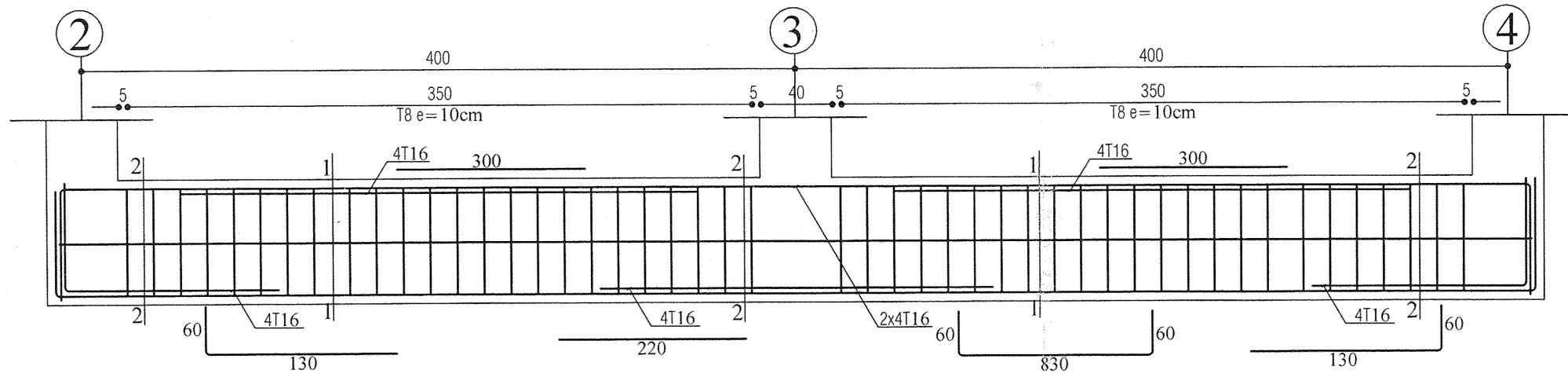


FERME DES FERME AXES E/F

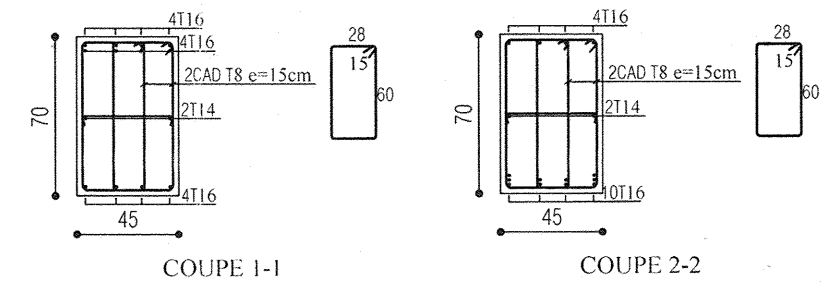
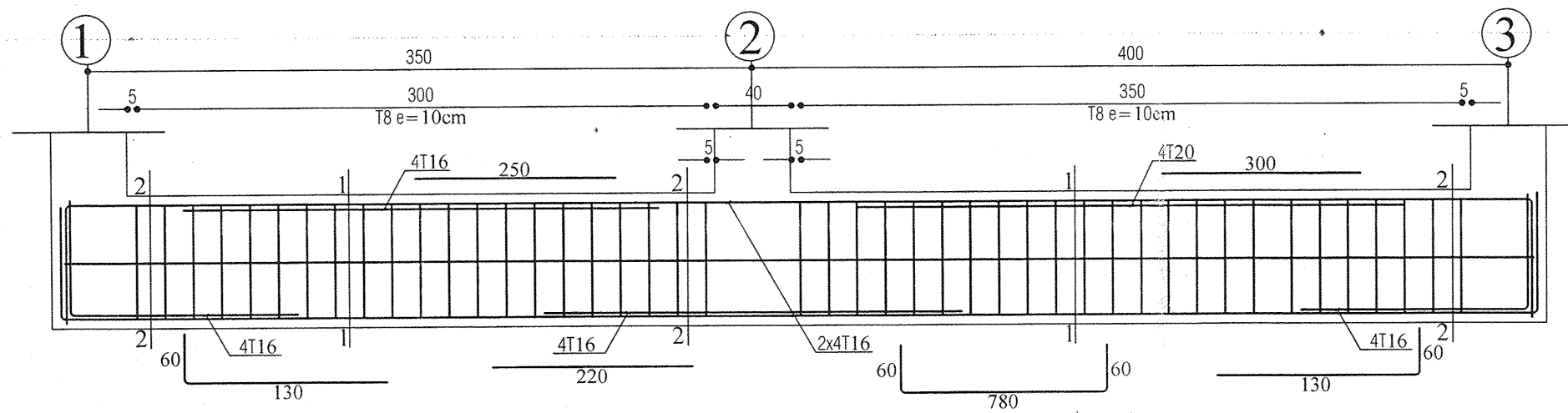




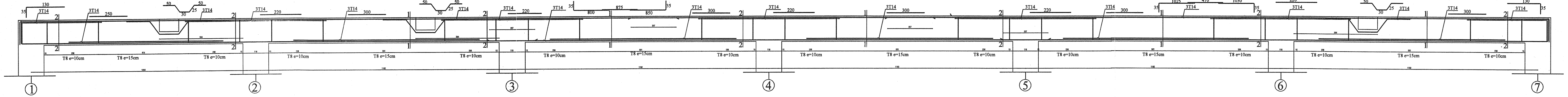
FERAILLAGE POUTRES DE RIGIDITE AXES A/B/C (BLOC A)



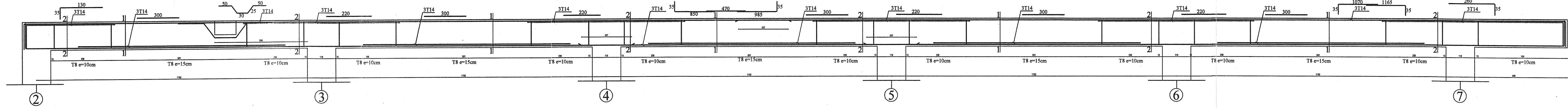
FERAILLAGE POUTRES DE RIGIDITE AXES D/E/F (BLOC A)



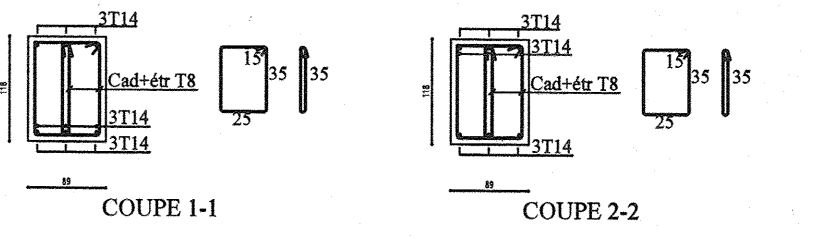
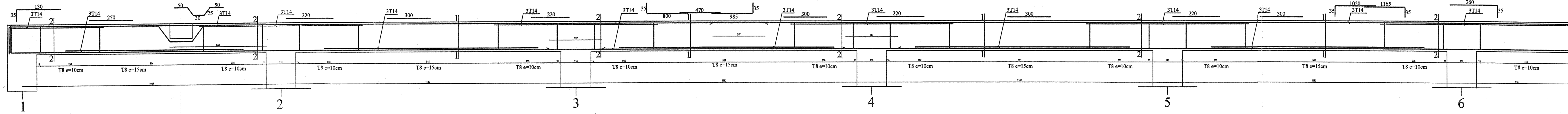
FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXE D NIV -9.18/-6.12 (BLOC B) ET NIV -6.12 (BLOC A)



FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXES A/B/C NIV -9.18/-6.12 (BLOC B) ET NIV -6.12 (BLOC A)

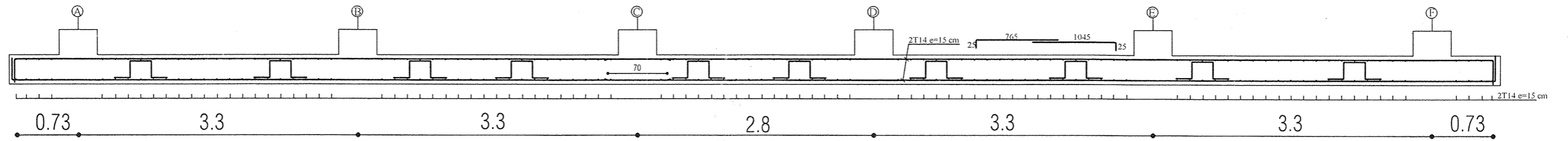


FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXES E/F NIV -9.18/-6.12 (BLOC B) ET NIV -6.12 (BLOC A)

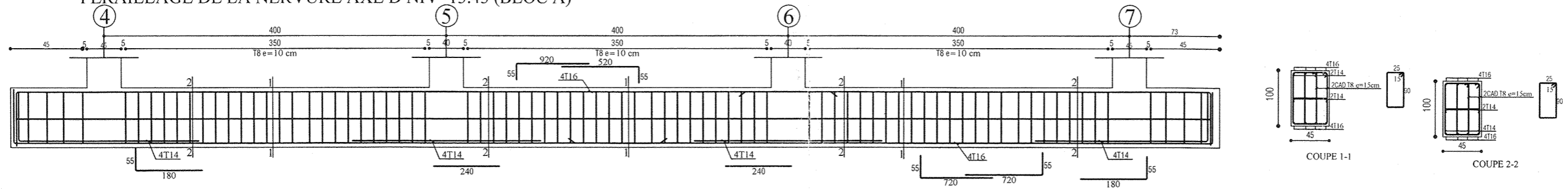




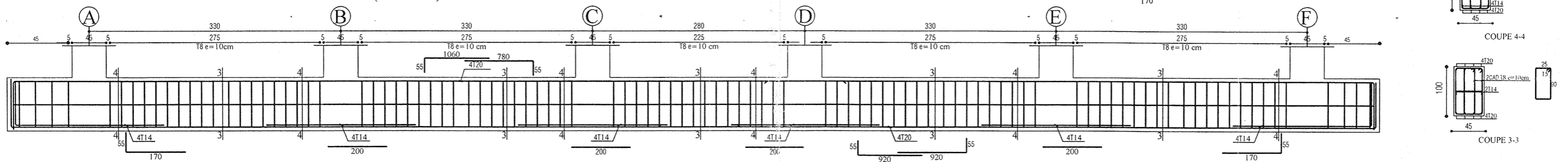
FERAILLAGE DU RADIER (COUPE LONGITUDINALE)



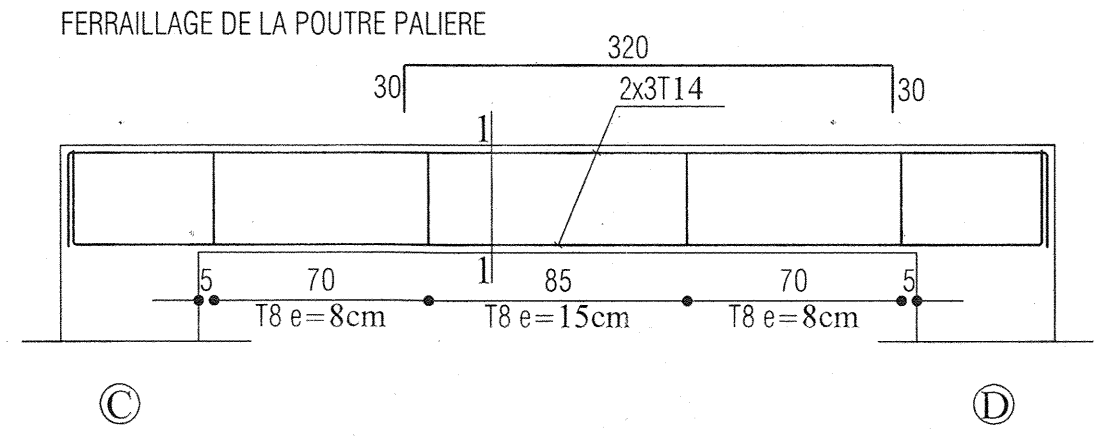
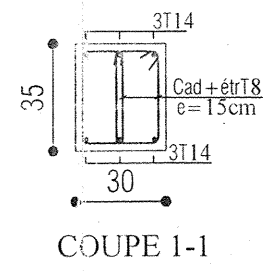
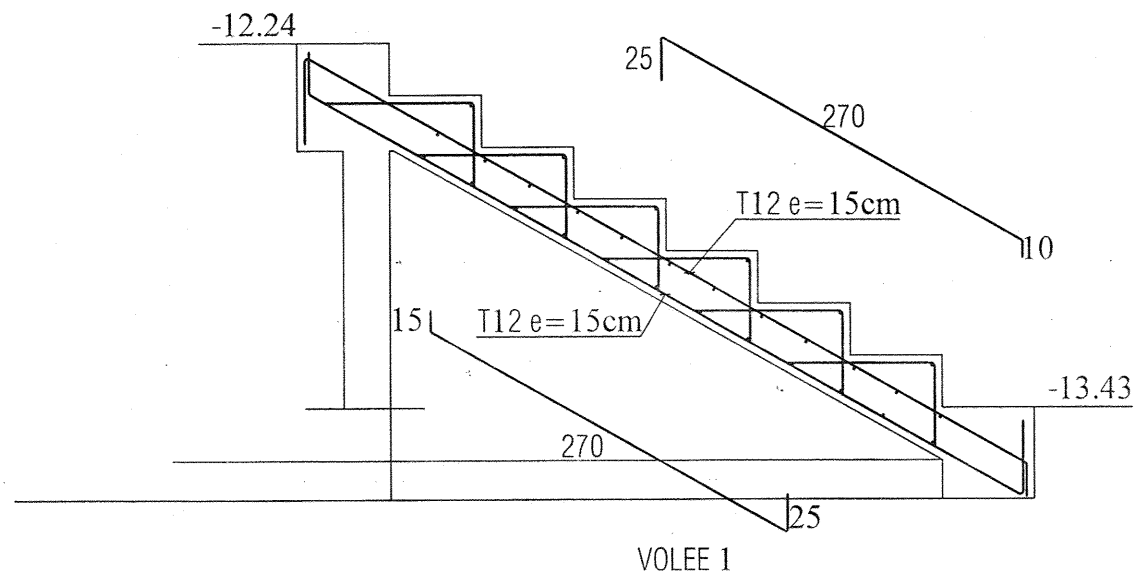
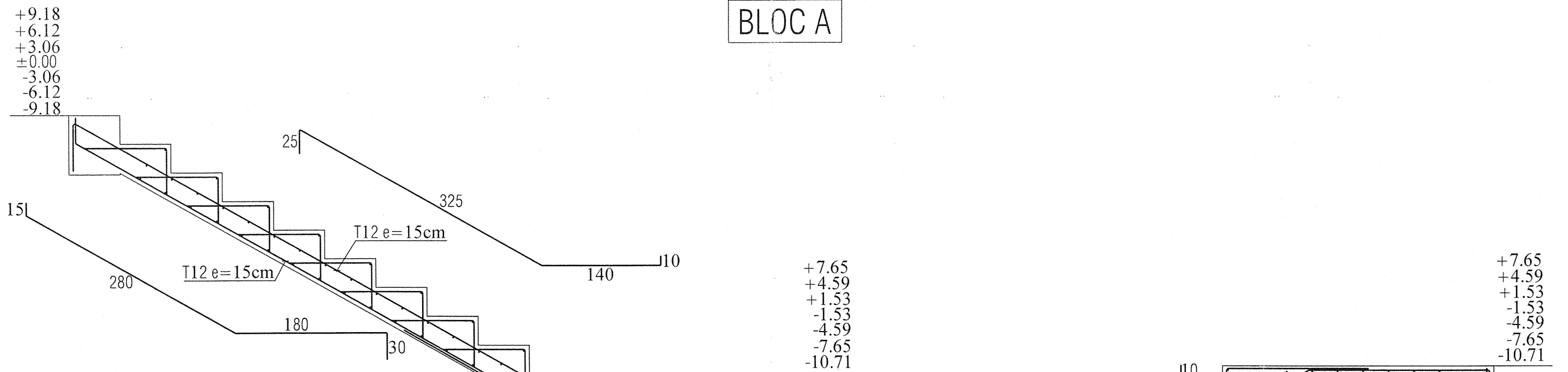
FERAILLAGE DE LA NERVURE AXE D NIV -13.43 (BLOC A)



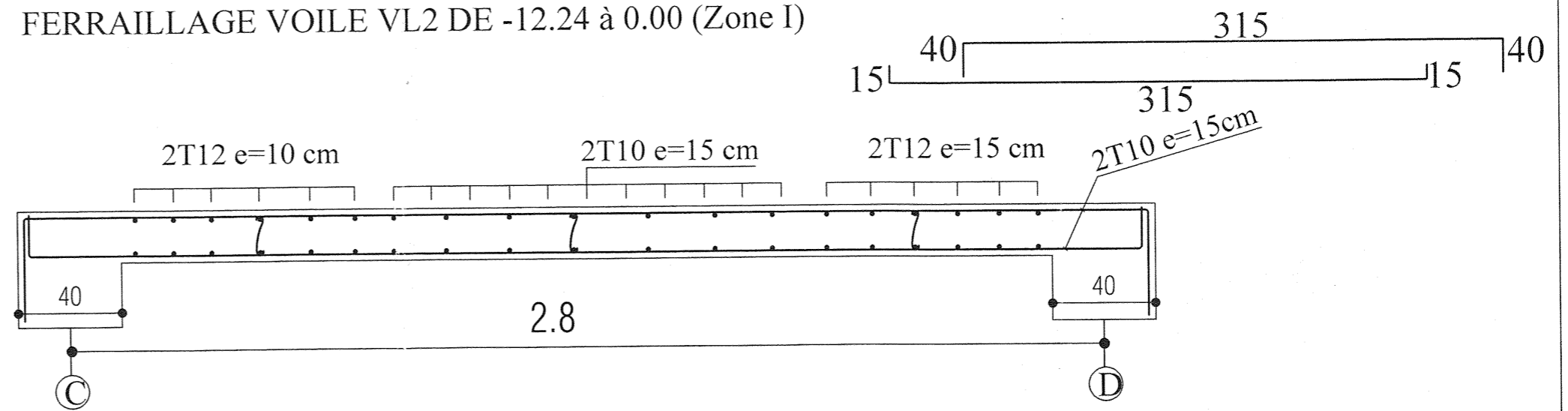
FERAILLAGE DES NERVURES AXES 5/6 (BLOC A)



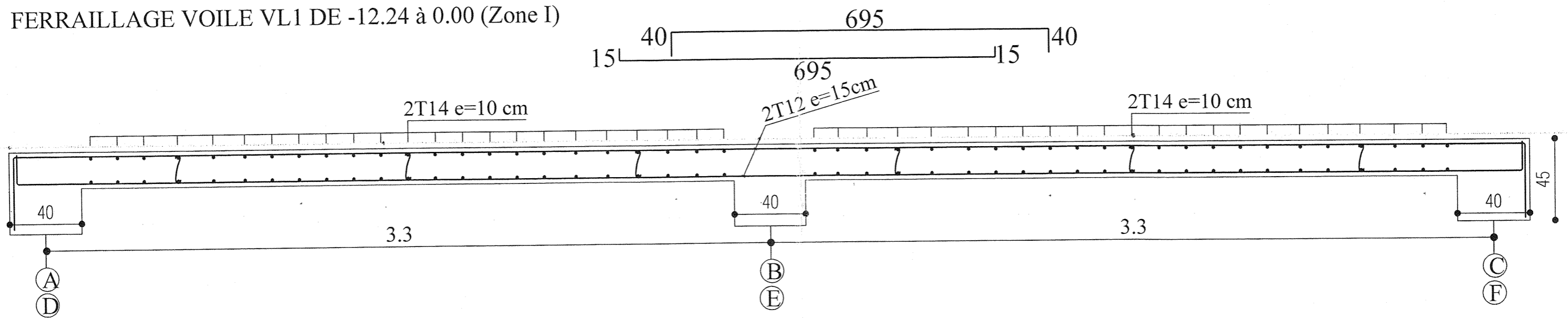
# BLOC A



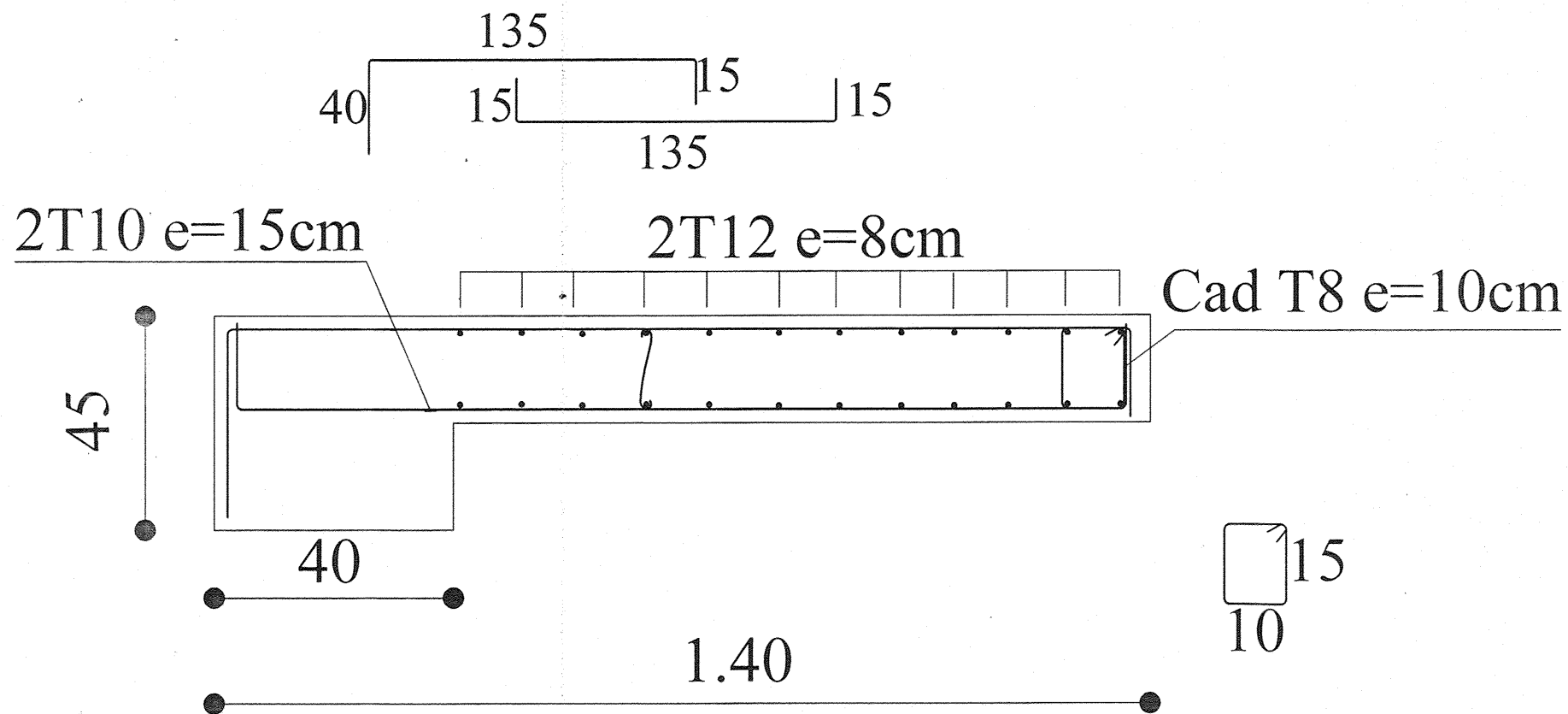
FERRAILLAGE VOILE VL2 DE -12.24 à 0.00 (Zone I)



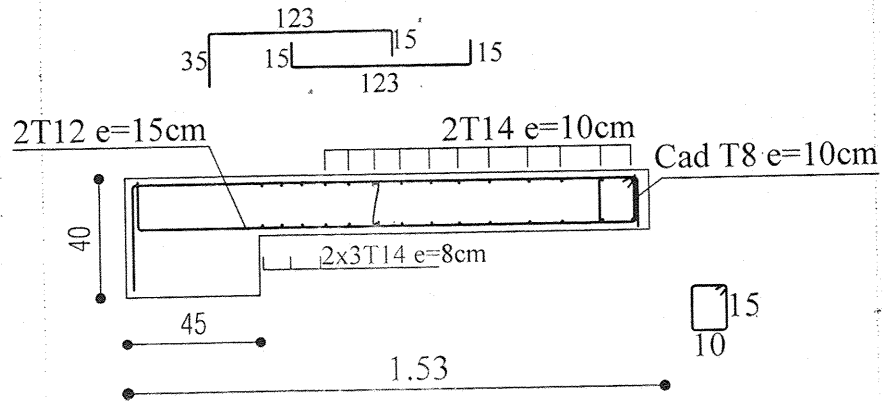
FERRAILLAGE VOILE VL1 DE -12.24 à 0.00 (Zone I)



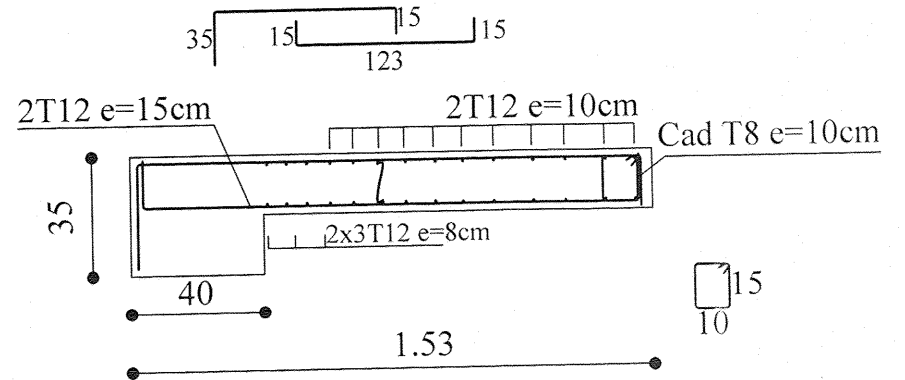
# FERRAILLAGE VOILE VL3 DE -9.18 A 0.00 (Zone I)



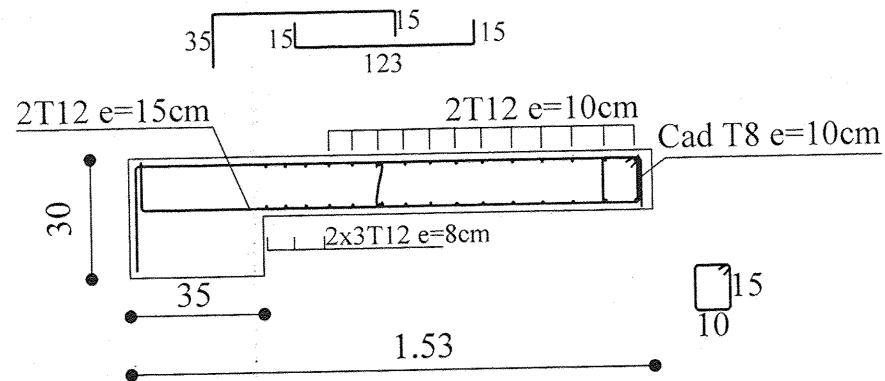
FERRAILLAGE VOILE VL4 DE -12.24 à 0.00 Zone (I)



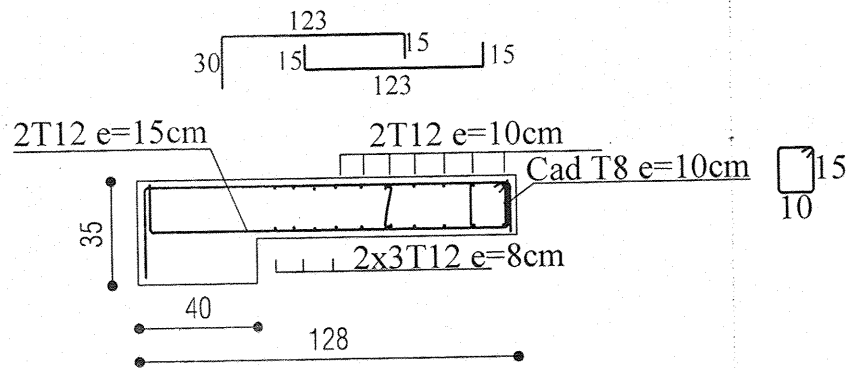
FERRAILLAGE VOILE VL4 DE 0.00 à 3.06 ( Zone II)



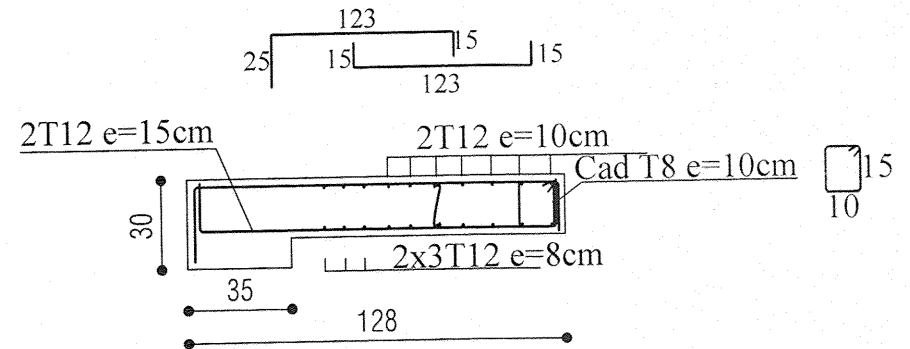
FERRAILLAGE VOILE VL4 DE 3.06 A 9.18 (Zone III)



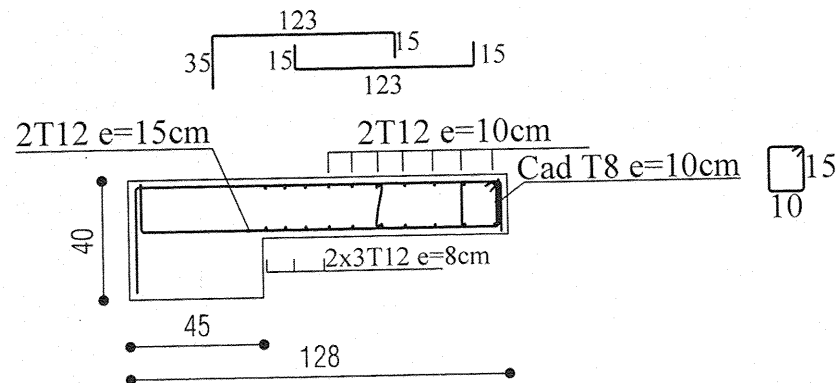
FERRAILLAGE VOILE VL5 DE 0.00 à 3.06 ( Zone II)



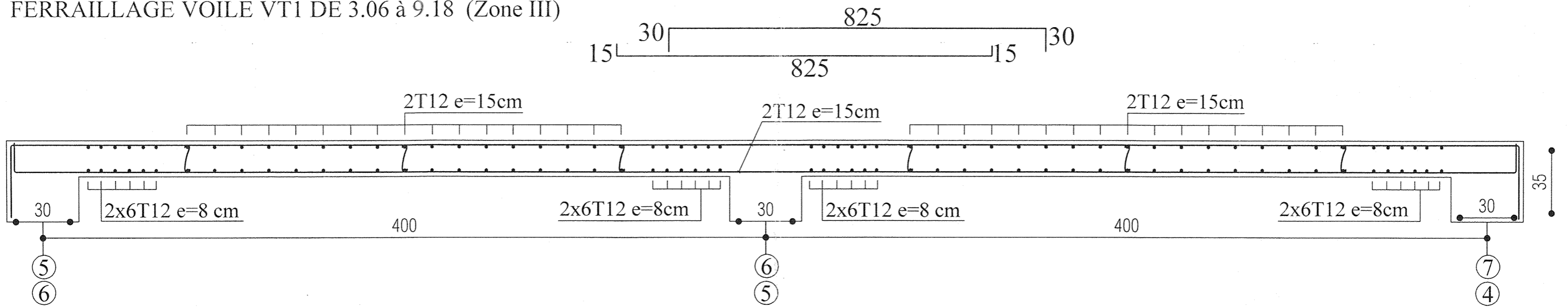
FERRAILLAGE VOILE VL5 DE 3.06 A 9.18 (Zone III)



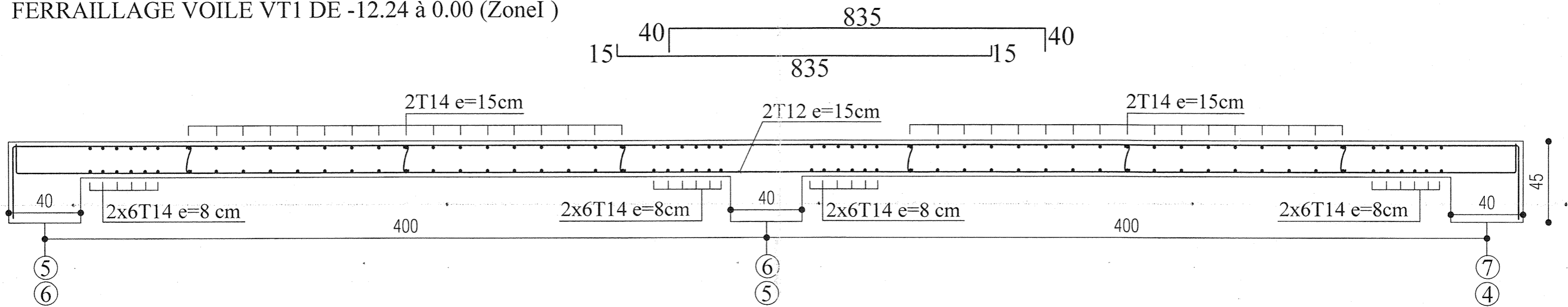
FERRAILLAGE VOILE VL5 DE -12.24 à 0.00 Zone ( I)



FERRAILLAGE VOILE VT1 DE 3.06 à 9.18 (Zone III)



FERRAILLAGE VOILE VT1 DE -12.24 à 0.00 (Zone I)



FERRAILLAGE VOILE VT1 DE 0.00 A 3.06 (Zone II)

