

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

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

*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+6+Sous-sol) à usage d'habitation, et commercial contreventé par voiles avec le logiciel ETABS*



Etudié par : M<sup>elle</sup> Azaim Lynda  
M<sup>elle</sup> Belaidi Kahina

Dirigé par : Mr BOUAFIA

*Année 2019/2020*

# *Remerciements*

*Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr BOUAFIA de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie Civil.*

*Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

# Liste des Figures

Page

## Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

Figure I.1:Présentation du mur extérieur et intérieur .....	3
Figure I.2:Schéma d'un escalier droit .....	3
Figure I.3:Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELU .....	8
Figure I.4:Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELS .....	9
Figure I.5:Diagramme contrainte déformation .....	12
Figure I.6:Diagrame contrainte déformation de calcul.....	13

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1:Plancher en corps creux (16+4) .....	20
Figure II.2:Section des poutres principales. ....	22
Figure II.3:Section des poutres secondaire. ....	22
Figure II.4:Coupe de voile en élévation.....	23
Figure II.5:Coupe de voile en plan. ....	24
Figure II.6:Coupe verticale du plancher courant.....	26
Figure II.7:Coupe verticale d'un mur extérieure. ....	26
Figure II.8:Coupe verticale d'un mur intérieur. ....	27
Figure II.9:Surface d'influence du poteau B.....	29

**Figure II.10:Dégression vertical des surcharges d'exploitation..... 31**

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

**Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère. .... 37**

**Figure III.1.2:Diagrammes des efforts internes (MQ,NC,TQ). .... 39**

**Figure III.1.3:Section de l'acrotère soumis à la flexion composée..... 40**

**Figure III.1.4:Position du centre de pression..... 41**

**Figure III.2.1:Shéma du treillis soudé..... 49**

**Figure III.2.2:La poutrelle comme une section en Té. .... 51**

**Figure III.2.3:Shéma statique de la poutrelle. .... 55**

**Figure III.2.4:Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU(après correction)..... 59**

**Figure III.2.5:Diagrammes efforts tranchants a L'ELU(après correction) 59**

**Figure 1III.2.6:Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T) ..... 60**

**Figure III.2.7:Diagrammes des moments fléchissants a L'ELS (après correction)..... 67**

**Figure III.2.8:Diagrammes efforts tranchants a L'ELS (après correction).67**

**Figure III.3.1:Schéma descriptif d'un escalier. .... 70**

**Figure III.3.2:Coupe verticale de la volée 1..... 71**

**Figure III.3.3:Coupe verticale de la volée 2..... 73**

<b>Figure III.3.4: Coupe verticale de la volée3. ....</b>	<b>74</b>
<b>Figure III.3.5: Shéma statique des volées 1 et 3 à L'ELU. ....</b>	<b>77</b>
<b>Figure III.3.6: Diagramme des efforts internes à L'ELU. ....</b>	<b>80</b>
<b>Figure III.3.7: Une section rectangulaire d'une bande de 1m. ....</b>	<b>81</b>
<b>Figure III.3.8: Diagramme des efforts internes à L'ELS. ....</b>	<b>88</b>
<b>Figure III.4.1: Shéma statique du balcon.....</b>	<b>93</b>
<b>Figure III.5.1: Shéma statique de la poutre palière.....</b>	<b>99</b>
<b>Figure III.5.2: Section de la poutre palière.....</b>	<b>100</b>
<b>Figure III.5.3: Diagramme des efforts internes. ....</b>	<b>102</b>
<b>Figure III.5.4: Diagramme des efforts internes à L'ELS. ....</b>	<b>106</b>
<b>Figure III.6.1: Shéma statique de la poutre de chaînage (ELU). ....</b>	<b>111</b>
<b>Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes à L'ELU. ....</b>	<b>112</b>
<b>Figure III.6.3: Shéma statique de la poutre de chaînage (ELS).....</b>	<b>116</b>
<b>Figure III.6.4: Diagramme des efforts internes à L'ELS. ....</b>	<b>118</b>

#### **Chapitre IV : Modalisation de la structure**

<b>Figure IV.1: Choix de l'unité de base.....</b>	<b>124</b>
<b>Figure IV.2: Choix d'une surface de travail. ....</b>	<b>124</b>
<b>Figure IV.3: Introduction de données de base de la structure.....</b>	<b>125</b>
<b>Figure IV.4 : Modification de la géométrie de base.....</b>	<b>125</b>
<b>Figure IV.5: Introduction des données de la structure. ....</b>	<b>126</b>

<b>Figure IV.6: Introduction des hauteurs de la structure. ....</b>	<b>127</b>
<b>Figure IV.7: Esquisse de la structure en système d'axes.....</b>	<b>127</b>
<b>Figure IV.8 : Définition du matériau « Béton ».....</b>	<b>129</b>
<b>Figure IV.9 : Introduction des propriétés des éléments. ....</b>	<b>130</b>
<b>Figure IV.10 : Définition de l'élément « Poutre ».....</b>	<b>130</b>
<b>Figure IV.11 : Définition de l'élément « Poutre ».....</b>	<b>131</b>
<b>Figure IV.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».....</b>	<b>131</b>
<b>Figure IV.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».....</b>	<b>132</b>
<b>Figure IV.14: Définitions des charges et surcharges statiques. ....</b>	<b>132</b>
<b>Figure IV.15: Définitions des paramètres du spectre.....</b>	<b>133</b>
<b>Figure IV.16 : Introduction du spectre de réponse. ....</b>	<b>134</b>
<b>Figure IV.17: Enregistrement du spectre de réponse.....</b>	<b>134</b>
<b>Figure IV.18 : Définition du chargement EX et EY (séisme).....</b>	<b>135</b>
<b>Figure IV.19 : Mise en place de l'élément « Poteau ».....</b>	<b>135</b>
<b>Figure IV.20 : Mise en place de l'élément « Poutre ».....</b>	<b>136</b>
<b>Figure IV.21 : Mise en place de l'élément « voile ». ....</b>	<b>136</b>
<b>Figure IV.22 : Encastrement de la structure. ....</b>	<b>137</b>
<b>Figure IV.23 : Définition de la masse source. ....</b>	<b>137</b>
<b>Figure IV.24 : Chargement des planchers avec G et Q.....</b>	<b>138</b>
<b>Figure IV.25 : Introduction des combinaisons d'actions. ....</b>	<b>139</b>
<b>Figure IV.26 : Création du diaphragme. ....</b>	<b>139</b>

**Figure IV.27 : Résultat du diaphragme sur tous les étages..... 140**

**Figure IV.28: Représentation de la structure finale en 3D. .... 140**

**Figure IV.30 : Analyse de la structure. .... 141**

## **Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA.**

**Figure V.1 :Affichage des informations modales..... 143**

**Figure V.2 : Extraction du poids de la structure sur ETABS..... 150**

**Figure V.3 :Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS..... 156**

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

**Figure VI.1.1: Schéma de calcul en flexion composée. .... 172**

**Figure VI.3.1 Disposition des voiles..... 207**

**Figure VI.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles . .... 209**

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

**Figure VII.1 Schéma de la semelle isolée. .... 221**

**Figure VII.2: Schéma représentatif d’un radier général. .... 226**

**Figure II.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux ..... 233**

**Figure VII-4 : Schéma statique du débord ..... 241**

**Figure VII.5 : Présentation des charges simplifiées. .... 243**

<b>Figure VII.6: Répartition trapézoïdale. ....</b>	<b>243</b>
<b>Figure VII.7: Répartition triangulaire.....</b>	<b>243</b>
<b>Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure a l'ELU.....</b>	<b>221</b>
<b>Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....</b>	<b>221</b>
<b>Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure a l'ELU.....</b>	<b>221</b>
<b>Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....</b>	<b>221</b>
<b>Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure a l' ELS. ....</b>	<b>222</b>
<b>Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....</b>	<b>222</b>
<b>Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure a l'ELS. ....</b>	<b>222</b>
<b>Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....</b>	<b>222</b>
<b>Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure a l'ELU.....</b>	<b>223</b>
<b>Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....</b>	<b>223</b>
<b>Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....</b>	<b>223</b>
<b>Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure a l'ELS. ....</b>	<b>224</b>
<b>Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....</b>	<b>224</b>
<b>Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....</b>	<b>224</b>

## **Chapitre VIII : Etude de voile périphérique**

<b>Figure 1VIII.1.Panneau a calculée. ....</b>	<b>232</b>
<b>Figure 2VIII.2Diagramme des contraintes. ....</b>	<b>233</b>

# Liste des tableaux

	Page
<b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.</b>	
Tableau I - 1 : Caractéristique des aciers utilisés .....	11
Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.....	23
Tableau I.2 : charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse .....	25
 <b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.</b>	
Tableau II.3 : charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant.....	26
Tableau II.4 : charges permanentes (G) revenant au mur extérieur.....	26
Tableau II.5 : charges permanentes (G) revenant au mur intérieur.....	27
Tableau II.6 : charges permanentes (G) revenant au balcon.....	27
Tableau II.7: Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.....	32
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.....	33
Tableau II 9: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 .....	34
 <b>Chapitre III : Calcul des éléments.</b>	
Tableau III. 1 : Evaluation des charges sur la paillasse.....	75
Tableau III.2 : charges revenant au palier .....	76
 <b>Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA</b>	
Tableau V.1 : Affichage des informations modale.....	143
Tableau V.1 :La période et les masses participantes.....	143
Tableau V.2: valeurs de T1et T2. ....	148
Tableau V.4 : Extraction du poids de la structure sur ETABS. ....	150

<b>Tableau V.3 : Valeur du poids total de la structure. ....</b>	<b>151</b>
<b>Tableau V.4: valeurs du coefficient de comportement R. ....</b>	<b>155</b>
<b>Tableau V.7 : Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau V.5 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS. ....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau V.6 : Résultats des déplacements relatifs suivant X.....</b>	<b>160</b>
<b>Tableau V.7 : Résultats des déplacements relatifs suivant Y.....</b>	<b>160</b>
<b>Tableau V.8 : vérification de l’excentricité. ....</b>	<b>164</b>
<b>Tableau V.9 : Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta .....</b>	<b>167</b>

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

<b>Tableau VI.1.1: caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle. ....</b>	<b>168</b>
<b>Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par le RPA.....</b>	<b>170</b>
<b>Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.....</b>	<b>178</b>
<b>Tableau VI.1.4 des valeurs de l’élancements géométrique <math>\square g</math> .....</b>	<b>181</b>
<b>Tableau VI.1.5 : valeurs des efforts tranchants.....</b>	<b>181</b>
<b>Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement. ....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau VI.1.7: Sections des armatures transversales.....</b>	<b>186</b>
<b>Tableau VI.1.8 : vérification de la condition de non fragilité. ....</b>	<b>188</b>
<b>Tableau VI.1.9: Vérification des contraintes. ....</b>	<b>189</b>
<b>Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.....</b>	<b>195</b>
<b>Tableau VI.3.1 : Caractéristiques géométriques. ....</b>	<b>213</b>
<b>Tableau VI.3.2: Ferrailage adopté. ....</b>	<b>214</b>
<b>Tableau VI.3.3: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1.....</b>	<b>216</b>
<b>Tableau VI.3.4: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2.....</b>	<b>217</b>
<b>Tableau VI.3.5: Ferrailage des Voiles longitudinaux VT1.....</b>	<b>218</b>
<b>Tableau VI.3.6: Ferrailage des Voiles longitudinaux VT2.....</b>	<b>219</b>

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

<b>Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) .</b>	<b>222</b>
<b>Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).</b>	<b>223</b>
<b>Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux. .</b>	<b>224</b>
<b>Tableau VII.4 : Calcul du moment de renversement. ....</b>	<b>232</b>
<b>Tableau VII.5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier.....</b>	<b>232</b>
<b>Tableau VII.6 : Calcul de la section d'armatures.....</b>	<b>237</b>
<b>Tableau VII-7 : Vérification de la condition de non fragilité. ....</b>	<b>238</b>
<b>Tableau VII.8 : Calcul des contraintes.....</b>	<b>240</b>
<b>Tableau VII.9 :Calcul des charges selon le sens transversal (X-X) . ....</b>	<b>219</b>
<b>Tableau VII.10 :Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y) . ....</b>	<b>221</b>
<b>Tableau VII.11 : Les efforts interne dans les nervures .....</b>	<b>226</b>
<b>Tableau VII.12: Le ferrailage adopté pour la nervure. ....</b>	<b>228</b>
<b>Tableau VII.13 :Calcul des contraintes.....</b>	<b>232</b>

## **Chapitre VIII : Etude de voile périphérique**

<b>Tableau VIII.1) Ferrailage du voile périphérique.....</b>	<b>237</b>
--	------------

# Sommaire:

	<i>Page</i>
Introduction	
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	19
Chapitre III : Calcul des éléments	
• III.1 : Acrotère.....	37
• III.2 : Plancher .....	48
• III.3 : Escalier.....	70
• III.4 : Balcons .....	93
• III.5 : Poutre palière.....	99
• III.6 : Poutre de chaînage .....	109
Chapitre IV : Modélisation de la structure .....	122
Chapitre V : Vérification selon les exigences de RPA.....	142
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
• VI.1: Ferrailage des poteaux.....	168
• VII.2 : Ferrailage des poutres .....	191
• VII.3 : Ferrailage des voiles.....	209
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....	220
Chapitre VIII : Etude de voile périphérique.....	232
Conclusion	
Bibliographie	

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste, il s'agit de l'urbanisme dont la fonction est de construire, d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

On observe deux grands domaines au sein du génie civil :

- le bâtiment
- les travaux publics

Dans ces deux derniers l'ingénieur doit concevoir puis dimensionner l'ouvrage de manière à fournir à l'entreprise exécutante les plans nécessaires à sa réalisation et cela à l'aide de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis adoptés au Génie Civil.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+6+Sous-sol) en béton armé à usage d'habitation et commercial à l'aide du logiciel ETABS, et nos calculs seront conformes aux Règlements Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le règlement du béton aux états limites (BAEL), Ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines vis à vis les risque des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.

La seconde est basée sur le calcul des éléments.

La troisième est essentiellement basée sur la modélisation numérique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.



# *Chapitre I*

## *Présentation et description de l'ouvrage*



## **Introduction :**

Le premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

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

Notre projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+6+SS) à usage commerciale et habitation, composé d'un :

- Rez-de-chaussée(RDC) et un sous-sol à usage commercial.
- 06 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- 01 cage d'escaliers.

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à TIZI OUZOU, qui est selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

#### **I.1.1) Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- La longueur totale du bâtiment : ..... $L_x=30.60m$ .
- La largeur totale du bâtiment : ..... $L_y=14.70m$ .
- La hauteur du sous-sol : ..... $H_{ss}=4.14m$ .
- La hauteur de RDC: ..... $H_{RDC}=4.08 m$ .
- La hauteur d'étage courant : ..... $H_{etg}=3.06m$ .
- La hauteur totale du bâtiment : ..... $H_t=22.44m$ .
- Hauteur de l'acrotère: ..... $H_c=0.6m$ .

### **I.2.) Les éléments de l'ouvrage :**

#### **I.2.1) L'infrastructure :**

##### **a) Les fondations :**

La fondation est la partie inférieure d'une construction, qui permet de répartir des charges et des surcharges sur le sol de manière homogène pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Les fondations peuvent être superficielles, semi-profondes ou profondes suivant le niveau du terrain sur lequel elles s'appuient et l'importance de l'ouvrage.

### **I.2.2) La Superstructure :**

#### **a) Ossature :**

On appelle ossature l'association d'éléments verticaux et d'éléments horizontaux. Elle a la fonction de résister à des efforts verticaux engendrés par les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et à des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes.

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Portiques (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

#### **b) Les planchers :**

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction, capable de supporter les charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Ils ont pour fonction essentielles :

- La résistance mécanique (ils supportent leurs poids propres ainsi que les surcharges du niveau).
- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- L'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- La protection contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons 2 types de planchers :

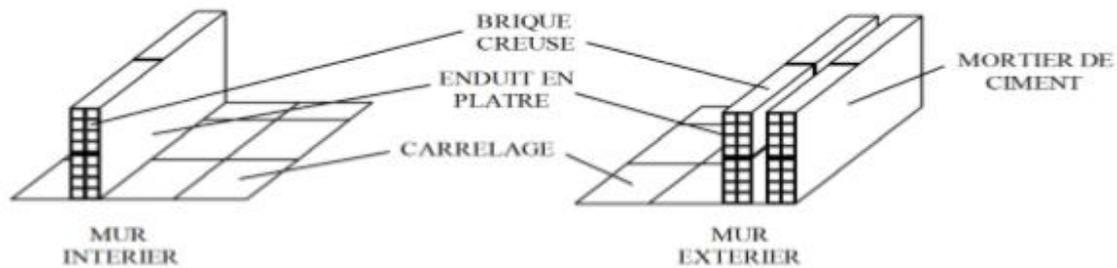
- Plancher en corps creux.
- Les dalles pleines.

#### **c)Maçonnerie :**

La maçonnerie est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaire, unis par un liant (mortier, ciment, plâtre, etc.). Les maçonneries sont constituées de deux types de murs :

-Les murs extérieurs : ils sont réalisés avec de la maçonnerie en double cloisons de 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5 cm afin d'assurer une bonne isolation thermique et phonique.

- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.



**Figure I.1: Présentation du mur extérieur et intérieur.**

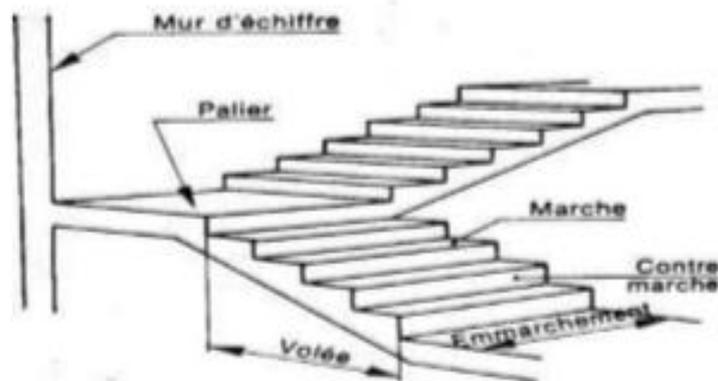
d) Les revêtements :

- Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

e) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure qui permettent le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages du sous-sol au RDC jusqu'à l'étage terrasse. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.



**Figure I.2: schéma d'un escalier droit.**

#### f) Les balcons :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Notre bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

#### g) Acrotère :

L'acrotère est un petit mur en maçonnerie surmontant le périphérique du sommet d'une terrasse ou d'un toit, il a pour but de permettre un façonnage de l'étanchéité.

Notre terrasse est entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 15cm d'épaisseur.

### **I.3) La réglementation :**

L'étude de notre ouvrage est menée en respectant les règlements suivant :

- Les règles du BAEL91 modifié en 99: Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 R.P.A 99 modifié en 2003
- Le document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges DTR.

### **I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **I.4.1) Béton:**

##### a) Définition :

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats (sable et gravier) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique(ciment),éventuellement complété par des adjuvants et des additions pour modifier ses propriétés physique et chimique, il se caractérise par sa résistance mécanique a la compression et sa compatibilité avec l'acier ainsi que par sa bonne durabilité.

##### b)- Les composants de béton:

Pour notre projet, on utilisera un béton dosé à 350kg/m<sup>3</sup> du ciment CPA325.

La composition d'un 1m<sup>3</sup>de béton est:

- Ciment (classe32.5).....350Kg
- Sable(0/5).....400Kg.
- Gravier (8/15et15/25).....800Kg.
- Eau de gâchage.....175L.

c)-Résistance caractéristique à la compression (Art.2,11/BAEL91modifié99):

La résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur à l'âge de vingt-huit (28) jours exprimée en MPa.

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes:

✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa .  Béton de résistance courant.

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$\text{Si : } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa  béton de haute résistance.

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

$$\text{Si : } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

**Avec :**

$f_{cj}$ : La résistance caractéristique à "J" jours.

$f_{c28}$ : La résistance caractéristique à "28"jours ;

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

d) Résistances caractéristique du béton a la traction(ArtA.2.1.12/BAEL91modifié99):

La résistance à la traction est la contrainte de traction mécanique maximale avec laquelle une éprouvette peut être chargée par rapport à la section transversale, la valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « $f_{tj}$  »est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression par la relation suivant:

$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} \quad \text{en MPa pour: } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275\sqrt[3]{f^2_{cj}} \quad \text{en MPa pour: } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \leftrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

e) Déformation du béton :

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

1) Module d'élasticité longitudinal :

▪ Module d'élasticité instantané  $E_{ij}$  :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours noté  $E_{ij}$  est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en (MPa)} \quad (\text{Art A-2.1, 21 BAEL91 modifié 99}).$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \longrightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$ .

▪ Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A-2.1, 22 BAEL91 modifié 99})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  on obtient :  $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$ .

2) Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art. A.2.1.3/BAEL91 modifié 99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

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

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

E : module de Young (module d'élasticité).

**f) Coefficient de poisson  $\nu$  (A.2.1.3/BAEL91modifié99):**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinal}}$$

**Avec :**

- ELU :  $\nu = 0$  pour des calculs des sollicitations (béton fissuré).
- ELS:  $\nu = 0,2$ : pour des calculs des déformations (béton non fissuré).

**g) Les contrainte limite de béton :**

**1) Contrainte limite du béton à la compression  $\sigma_{bc}$  :**

**a) Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art. A4.3.41, BAEL 91 modifié 99}).$$

**Avec :**

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

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

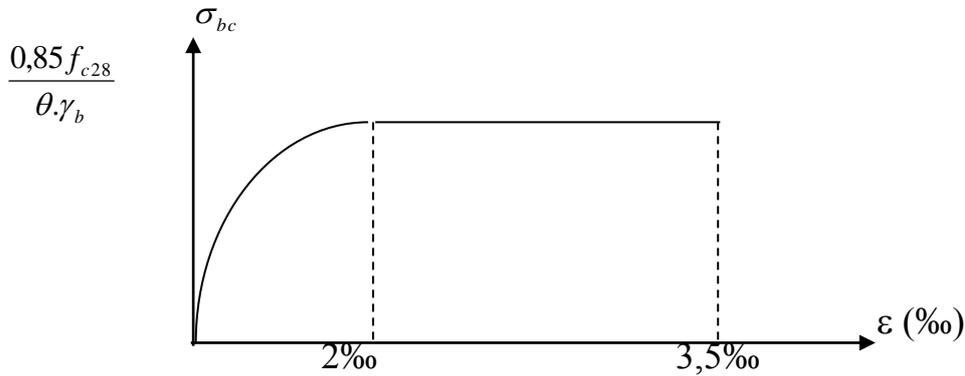
Durée d'application	t > 24h	1h < t < 24h	t < 1h
$\theta$	1	0.9	0.85

**Pour notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ , on obtient :**

- $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ . S.D .
- $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85$ , on aura  $\sigma_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$ . S.A.

▪ **Diagramme contraintes déformations du béton a état limite ultime:**

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



**Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU.**

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3,5‰ (état plastique).

**b) Etat limite de service (E.L.S) :**

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{(BAEL91 Modifiée99/ART A.4.5.2) .}$$

a 28 jours :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

**Avec :**

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

▪ **Diagramme contraintes déformations du béton a état limite de service:**

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

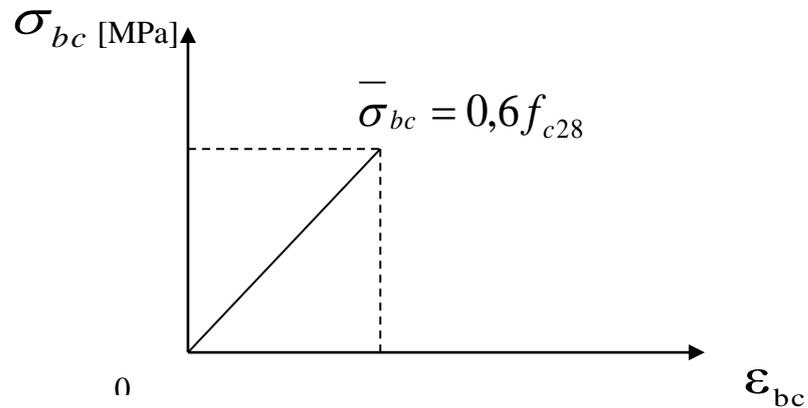


Figure I-4 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS.

**2) Contrainte limite de cisaillement:**

La contrainte limite de cisaillement utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Art5.1,1/BAEL91modifié99})$$

**Avec :**

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

$b_0$  : Largeur de l'âme .

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

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

▪ **Cas d'une fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}] \right).$$

a  $f_{c28}=25\text{MPa}$  on obtient :

$$\tau_u = 3.33\text{MPa}.$$

▪ **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

▪ a  $f_{c28}=25\text{MPa}$  on obtient :

$$\tau_u = 2.5\text{MPa}$$

Si les armatures sont inclinées à  $45^\circ$  :

$$\tau_u \leq \text{Min} \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

**I.4.2) Acier :**

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone, caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Ils sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface, on distingue deux types :

-Le rond lisse.

-Haut adhérence.

Les avantages de l'acier pour une construction sont nombreux, voici-les principaux :

- L'acier est un matériau de choix pour une construction à la fois économique et respectueuse de l'environnement.
- Durée de vie des toitures en acier supérieure à 50 ans.
- Production en 6 à 8 semaines.
- Un montage plus rapide.
- Des millions de possibilités de construction.
- Peu de déchets et plus de possibilités de recyclage.

1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance a la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8‰	1,3	1

**Tableau I - 1 : Caractéristique des aciers utilisés.**

2) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.2, 1/ BAEL91})$$

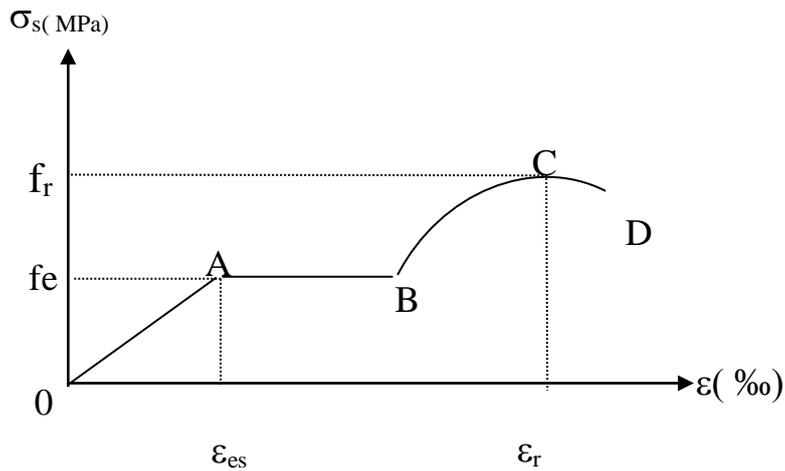
-Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale à:  $\nu = 0,3$

3) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :



**Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation.**

**Avec :**

$f_r$  : Résistance à la rupture.

$f_e$  : Limite d'élasticité .

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

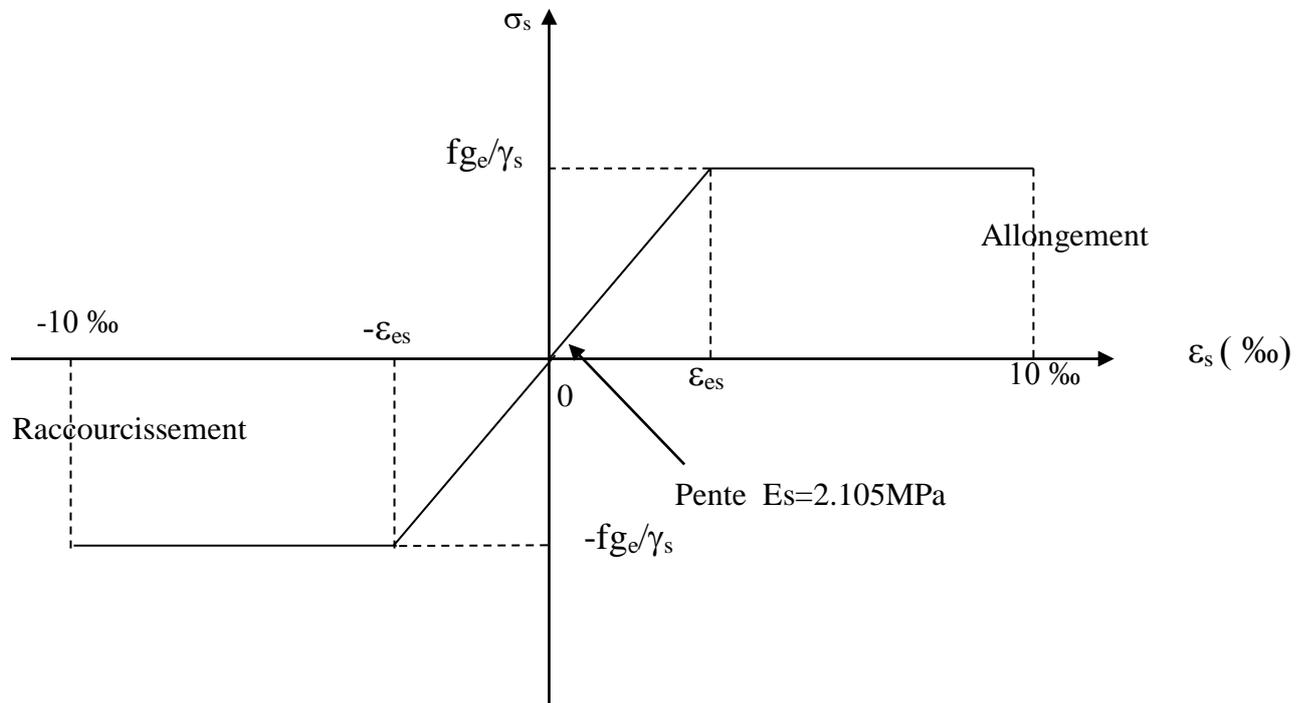
$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture .

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissement.
- Zone CD : Domaine de striction.

#### 4) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul.**

#### 5) Contrainte limite des aciers :

a) A L'état limite ultime (ELU) (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2):

La contrainte de l'acier est donnée par:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4.3,2 BAEL 91}).$$

#### Avec :

$\sigma_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases} \quad (\text{A.4.3,2/BAEL91 modifié 99}).$$

**Pour notre cas :**

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
<b>f e= 400</b>	$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
<b>f e= 520</b>	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

**b) A L'état limite de service (ELS) (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2):**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

- **Fissuration peu nuisible (Art.4.5, 32/BAEL91) :**

Dite aussi « peu préjudiciable », concerne les éléments couverts, non soumis à aucune condensation. Il n'y a pas de vérification à effectuer, néanmoins certaines dispositions pratiques doivent être prises en compte.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad \text{en MPa.}$$

Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de :

- N'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

- **Fissuration préjudiciable(A.4.5,33/BAEL91):**

Concerne les éléments exposés aux condensations et aux intempéries. La contrainte de traction des armatures doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \} \dots \text{en MPa.}$$

**Avec :**

$\sigma_{st}$ : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés(MPA) ;

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du béton a' j' jour en (MPA).

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta= 1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi \geq 6\text{mm}$ ).

La valeur de  $\sigma_{st}$  obtenue pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $\eta=1,6$  est :

$$\sigma_{st}=\mathbf{201.63\text{MPa}}.$$

▪ **Fissuration très préjudiciable (A.4.5,34/BAEL91modifié99) :**

Concerne les éléments exposés au milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou qui doivent assurer une certaine étanchéité. Dans ce cas, la contrainte admissible des armatures doit être vérifiée :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

La valeur de  $\sigma_{st}$  obtenue pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $\eta=1.6$  est :

$$\sigma_{st}=\mathbf{164.97\text{MPa}}.$$

**6) Protection des armatures (Art A.7.1 /BAEL91) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. , il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Les règles BAEL 91 révisées 99 définissent un enrobage (C) à prendre en considération selon le milieu d'exploitation de l'ouvrage :

Enrobage	Milieu
$C \geq 1$	Parois couvertes, non exposées aux condensations.
$C \geq 3$	Exposition aux actions agressives, intempéries, condensations ou au contact d'un liquide.
$C \geq 5$	Exposition à la mer, embruns ou brouillards salins et atmosphères agressives.

### 7) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\Phi_l \leq h / 10.$$

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

#### Avec :

$b_0$ : Largeur de l'âme.

### I.5) Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

#### ▪ Etat limite ultime(ELU) :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$1.35G + 1.5Q$$

#### Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

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

✚ Pour les poutres :  $1.8G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

✚ Pour les poteaux :  $G + Q \pm 1.2E$

#### Avec :

E : l'effort sismique horizontal.

### ✚ Etat limite de service (ELS) :

La seule combinaison à considérer est :

$$G + Q$$

### Conclusion:

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de BAEL91modifié99, et le Règlement Parasismique algérien (RPA).

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

### ✚ Pour le béton :

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

### ✚ A l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 21.74 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

### ✚ A l'ELS:

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

**✚ Pour l'acier :**

**✚ ELU :**

Fe400 {  $\sigma_{st}=348\text{MPa}$ ..... Situation courante.  
 $\sigma_{st}=400\text{MPa}$ ..... Situation accidentelle.

Fe520 {  $\sigma_{st}=452\text{MPa}$ ..... Situation courante.  
 $\sigma_{st}=520\text{MPa}$ ..... Situation accidentelle.

**✚ ELS:**

{  $\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ ..... Fissuration préjudiciable.  
 $\sigma_{st} = 164.97\text{MPa}$ .....Fissuration très préjudiciable.

# *Chapitre II*

## *Prédimensionnement des éléments*



**Introduction :**

Après la présentation de l'ouvrage et après avoir déterminé les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage ainsi que les matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment tels que les planchers, Les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles ; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le RPA 2003 le BAEL 91 ainsi que le DTR « DTR-B. C.2.2 » (charges permanentes et charges d'exploitation).

**II.1) Pré dimensionnement des éléments :****II.1.1) Les Planchers en corps creux :**

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui Sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée qui assurent la transmission des charges aux différents éléments porteurs de la structure (poutres, poteaux et voiles). Cet ensemble est complété par une dalle de compression armé avec des treillis soudés.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$$L_{max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = \frac{405}{22.5} = 18 \text{ cm.}$$

**Avec :**

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

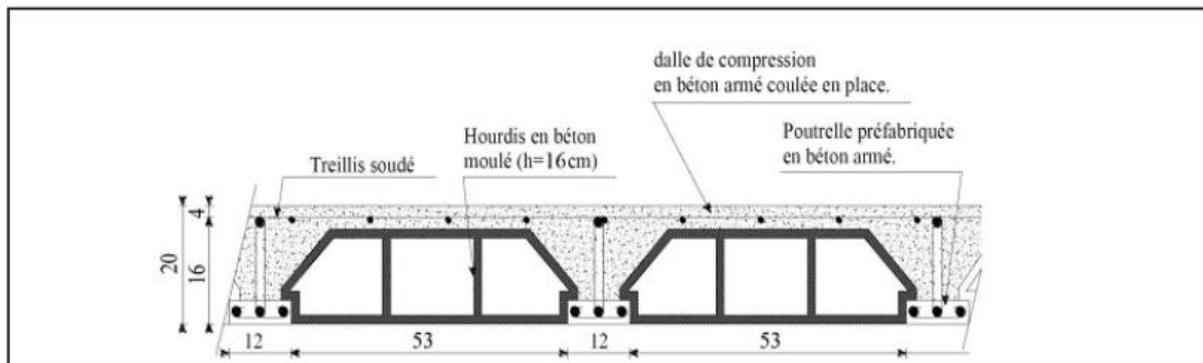
L: portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale.

✚ Remarque:

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Ainsi on adoptera : ht=20 cm; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages:

- L'épaisseur du corps creux : 16 cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.



**Figure II.1 : Plancher en corps creux (16+4) .**

**II.1.2) Les dalles pleines :**

C'est une plaque mince en béton armé coulé sur place, de faible épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion.

Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{10}$$

**Avec :**

L: étant la largeur de la console, égale à 130cm.

Ce qui donne :

$$h_p = 13\text{cm.}$$

Nous adoptons pour :

$$h_p = 15 \text{ cm.}$$

**II.1.3) Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent es appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Leur dimensionnement s’effectue par des formules données par le C.B.A.93, et vérifiées selon le règlement parasismique algérien en vigueur.

(RPA99version 2003).

-Hauteur de la poutre :

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

-Largueur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

**Avec :**

ht: hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Lmax: portée libre maximale entre nus d’appuis.

**a)-Poutres principales :**

▪ La hauteur :

$$L_{max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm .}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \quad \longrightarrow \quad 27 \leq h_t \leq 40,5$$

La hauteur adoptée :  $h_t = 40 \text{ cm}$

▪ La largeur :

$$h_t = 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend :  $b=30$  cm.

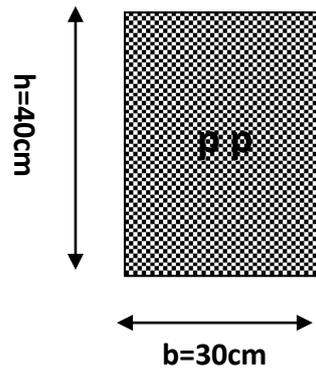


Figure II.2 : Section des poutres principales.

b-Poutres secondaires :

- La hauteur :

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm .}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \quad \longrightarrow \quad 27 \leq h_t \leq 40,5$$

La hauteur adoptée :  $h_t = 35$  cm.

- La largeur :

$$h_t = 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend :  $b=30$  cm.

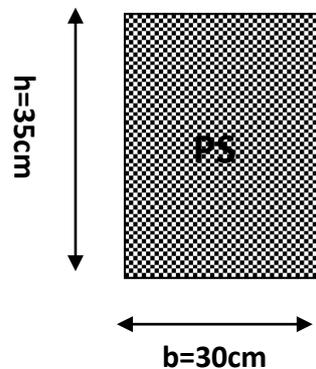


Figure II.3 : Section des poutres secondaire.

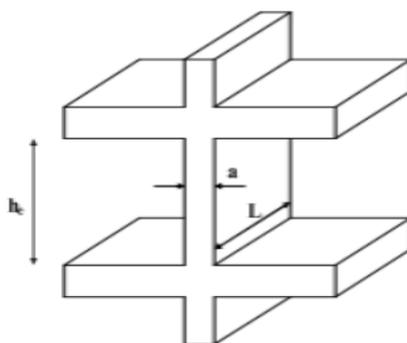
- Vérifications relatives aux exigences du RPA :  
Selon le RPA 99 version 2003/Art7.5.1, Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	vérifiée
$h/b \leq 4\text{cm}$	1,33	1,17	vérifiée

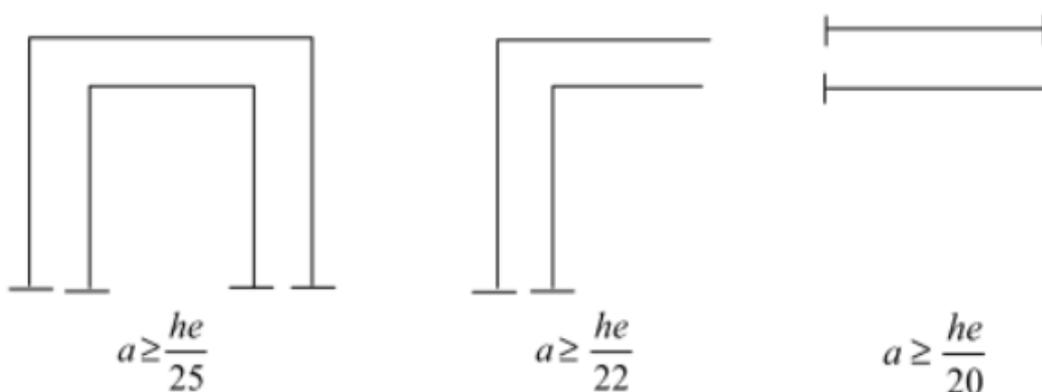
**Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.**

**II.1.4) Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.



**Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.**



**Figure II.5 : Coupe de voile en plan.**

**Avec:**

a : épaisseur du voile.

he: hauteur libre d'étage.

**a) Epaisseur minimale d'un voile :**

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, elle doit être au minimum égale à 15cm.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

**Avec :**

$h_e = h_{\text{étage}} - \text{épaisseur de la dalle.}$

he: hauteur d'étage.

a: épaisseur du voile.

	S-Sol	RDC	Etage courant
$h_{\text{étage}}$	414	408	306
e(cm)	20		
$h_e(\text{cm})$	394	388	286
a(cm)	19,7	19,4	14,3

**b) Longueur du voile :**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit satisfaire la condition suivante:  $L_{\min} \geq 4a$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm} \\ L_{\min} \geq 80\text{ cm} \end{array} \right\} \text{ la condition est vérifiée.}$$

**II.2) Charges et surcharges :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation selon le règlement. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes(G).

Les surcharges d'exploitation(Q).

**II.2.1) Les charges permanentes :**

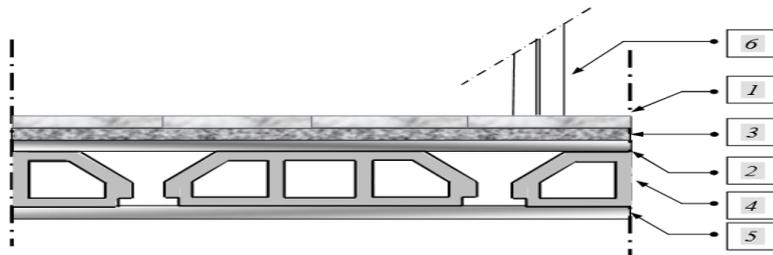
Les charges permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que: les plafonds, les enduits et les revêtements.

a) Charges permanentes du plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.07	4	1.54
4	Isolation thermique	0.04	0.02	0.16
5	Feuille polyane	/	22	0.01
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.83</b>

**Tableau II.2 : charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse.**

b) Charges permanentes du plancher étage courant et commercial:



**Figure II.6) Coupe verticale du plancher courant.**

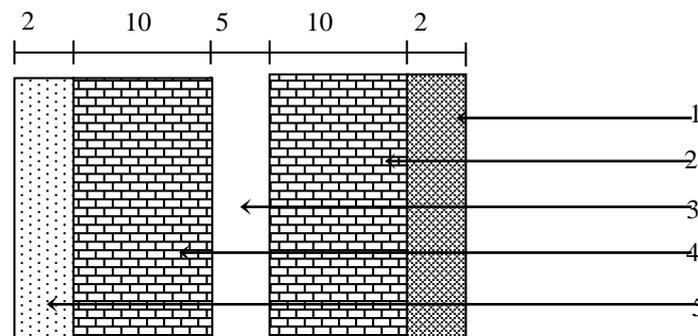
N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	0.10	09	0.90
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.56</b>

**Tableau II.3 : charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant.**

c) Charges permanentes des murs :

**• Les murs extérieurs :**

En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.



**FigII-7) Coupe verticale d'un mur extérieur.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit intérieure de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>2.36 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.4 : charges permanentes (G) revenant au mur extérieur.**

• **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et enduit plâtre des 2 faces.

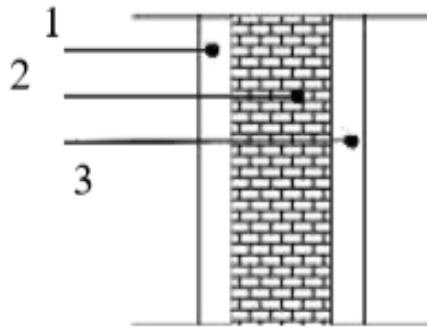


Fig II-8) Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Brique creuse	0.10	9.00	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>1.3 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5 : charges permanentes (G) revenant au mur intérieur.

d- Charges permanente des balcons :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Chape de mortier	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en B A	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
<b>Charge permanente totale <math>G_{bal}</math></b>			<b>5.31</b>	

Tableau II.6 : charges permanentes (G) revenant au balcon.

**II.2.2) Surcharge d’exploitation:**

De la même manière que pour les charges permanente nous déterminons les surcharges d’exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

- Plancher d’étage courant :  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .
- Plancher terrasse inaccessible :  $Q=1\text{KN/m}^2$ .
- Plancher RDC à usage commercial :  $Q=2,5\text{KN/m}^2$ .
- Plancher s-sol à usage commercial  $Q=2,5\text{KN/m}^2$ .
- Balcon :  $Q=3,5\text{KN/m}^2$ .

**II.3) Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire) qui assure la transmission des charges d’étage en étage puis aux fondations.

Selon l’article (b8.4.1) de CBA93, les poteaux seront pré-dimensionnés à l’état limite de service en compression simple en considérant un effort de compression axial NS, qui sera repris uniquement par la section du béton, selon la combinaison suivant :

$$N_s = Q + G.$$

**Avec:**

**N<sub>s</sub>** : effort normal repris par le poteau.

**G** : charge permanente,

**Q** : surcharge d’exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

La section du poteau est donnée par la formule suivant :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}},$$

**Tel que :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les dimensions de cette section doivent satisfaire les conditions du qui sont les suivantes :

$$\text{En zone (IIa)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

**Avec :**

$b_1$  : petit coté.

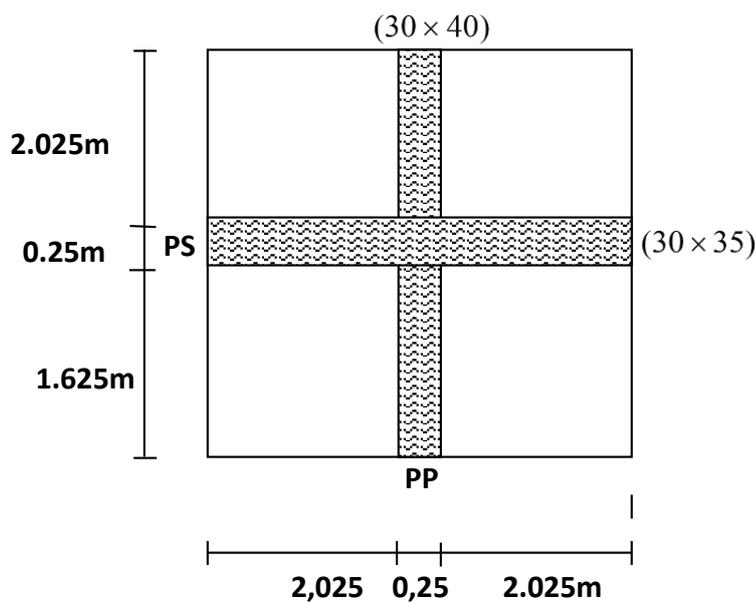
$h_1$ : grand coté.

**1) Descente des charges :**

La descente de charge est effectuée pour un poteau bien choisi, selon sa situation et les différentes charges qui agissant dessus. Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée est le poteau (B2) il est donc le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

**a) Surface d'influence :**

Elle est représentée dans la figure II.11 ci-dessous :



**Figure II.9) Surface d'influence du poteau B.**

**-Surface de brut :**

$$S_1 = 2.025 \times 2.025 = 4.10 \text{ m}^2 .$$

$$S_2 = 2.025 \times 2.025 = 4.10 \text{ m}^2 .$$

$$S_3 = 1.625 \times 2.025 = 3.29 \text{ m}^2 .$$

$$S_4 = 1.625 \times 2.025 = 3.29 \text{ m}^2 .$$

$$S_b = 4.3 \times 3.9 = 16.77 \text{ m}^2 .$$

**-Surface nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4.10 + 4.10 + 3.29 + 3.29 = 14.78 \text{ m}^2 .$$

**b) Poids revenant à chaque élément :**

- Poids du plancher :  $P = G \times S_n$ .
- Plancher terrasse :  $P = 5,83 \times 14,78 = 86,167 \text{ KN}$ .
- Plancher d'étage courant :  $P = 5,56 \times 14,78 = 82,1768 \text{ KN}$ .
- Poutres principales :  $P_p = (0,30 \times 0,40) \times 3,9 \times 25 = 11,7 \text{ KN}$ .
- Poutres secondaires :  $P_s = (0,30 \times 0,35) \times 4,3 \times 25 = 11,287 \text{ KN}$ .

**D'où :**

-Le poids totale :

$$P_{\text{tot}} = P_{pp} + P_{ps} = 11,7 + 11,287 = 22,987 \text{ KN}.$$

**C) Poids propre des poteaux :**

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA Min  $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  pour la zone IIa.

-Poids propre du poteau du sous-sol:

$$G_{ss} = (0,25 \times 0,25) \times 4,14 \times 25 = 6,468 \text{ KN}.$$

-Poids propre du poteau du RDC :

$$G_{\text{RDC}} = (0,25 \times 0,25) \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}.$$

-Poids propre du poteau d'étage courant :

$$G_E = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}.$$

**d) Surcharge d'exploitation :**

-Plancher terrasse :

$$Q_{\text{ter}} = 1 \times 14,78 = 14,78 \text{ KN}.$$

-Plancher étages courants:

$$Q_{\text{ec}} = 1,5 \times 14,78 = 22,17 \text{ KN}.$$

-Plancher RDC :

$$Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 14,78 = 36,95 \text{ KN}.$$

-Plancher sous-sol :

$$Q_{ss} = 14,78 \times 2,5 = 36,95 \text{ KN}.$$

**II.4) La loi de dégression des surcharges :**

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n > 5$ , en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différente, qui est donnée par la loi suivante :

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

**Avec :**

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

▪ **Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

$$\Sigma_0 = Q_0$$

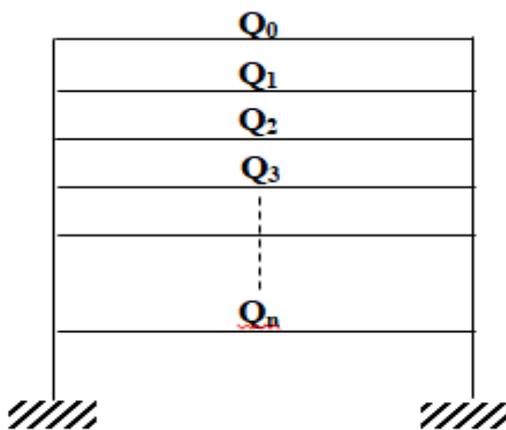
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

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



**Figure II.10) Dégression verticale des surcharges d'exploitation.**

▪ **Coefficient de dégression de surcharges :**

Niveau	Toiture	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

**Tableau II.7: Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.**

▪ **Calcul des surcharges d’exploitation selon la loi de dégression :**

**-Niveau 6 :**

$$\Sigma_0 = Q_0 = 14.78\text{KN.}$$

**- Niveau 5:**

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 14.78 + 22.17 = 36.95\text{KN.}$$

**-Niveau 4 :**

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.78 + 0.95 (22.17 \times 2) = 56,903\text{KN.}$$

**-Niveau 3 :**

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.78 + 0.9 (22.17 \times 3) = 74,639\text{KN.}$$

**-Niveau 2:**

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.78 + 0.85(22.17 \times 4) = 90,158\text{KN.}$$

**-Niveau 1:**

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.78 + 0.8(+22.17 \times 5) = 103,46\text{KN.}$$

**-Niveau RDC:**

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.78 + 0.75(22.17 \times 5 + 36,95) = 125,63\text{KN.}$$

**-Niveau sous-sol:**

$$\begin{aligned} \Sigma_7 &= Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.78 + 0.714(36,95 \times 2 + 22.17 \times 5) \\ &= 146,691\text{KN.} \end{aligned}$$

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids plancher (KN)	Poids Poutres (KN)	Poids Poteaux (KN)	G total (KN)	G cumulé (KN)	Q (KN)	Q cumulé (KN)	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ Section calculé	Section adopté <sup>e</sup>
<b>Niv 6</b>	86.167	22.987	4.781	113.935	113.935	22.17	22.17	136.105	90.736	30x30
<b>Niv 5</b>	82.176	22.987	4.781	109.944	223.879	22.17	44.34	268.219	178.812	30x30
<b>Niv 4</b>	82.176	22.987	4.781	109.944	333.823	22.17	66.51	400.333	266.888	30x30
<b>Niv 3</b>	82.176	22.987	4.781	109.944	443.767	22.17	88.68	532.447	354.964	35x35
<b>Niv 2</b>	82.176	22.987	4.781	109.944	553.711	22.17	110.85	664.561	443.040	35x35
<b>Niv 1</b>	82.176	22.987	4.781	109.944	663.655	22.17	133.02	796.675	531.116	35x35
<b>RDC</b>	82.176	22.987	6.375	111.538	775.193	36.95	169.97	945.193	630.128	40x40
<b>S-sol</b>	82.176	22.987	6.468	111.538	886.731	36.95	206.92	1093.651	729..100	40x40

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

▪ **Vérfications relatives aux exigences du RPA :( Art 7. 4 .1du RPA99) :**

Poteaux	Condition exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 30 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4$	
35x35	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$	
40x40	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq h_e/20$	$h_e(\text{RDC})/20 = 408/20 = 20.4 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
		$h_e(\text{S-sol})/20 = 414/20 = 20.7 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$	

**Tableau II 9: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.**

▪ **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, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations, le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99})$$

**Avec:**

- L<sub>f</sub>: longueur de flambement,
- L<sub>f</sub> = 0,7 l<sub>0</sub> tel que l<sub>0</sub>: portée réelle du poteau (Hauteur libre).
- i: rayon de giration.

**Tel que :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

**Avec :**

I: moment d'inertie du poteau.

A: section transversale du poteau (bxh).

$$I = bh^3 / 12 \quad (\text{Pour section rectangulaire})$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} = \frac{h}{3.46}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7l_0 \cdot 3.46}{h}$$

-Pour le S-sol:

$$l_0 = 4,14\text{m} \quad h = 40 \text{ cm (poteau 40x40)}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 4,14 \cdot 3,46}{0,40}$$

$$\lambda = 25,067 < 40$$

-Pour le RDC:

$$l_0 = 4,08\text{m} \quad h = 40 \text{ cm (poteau 50x50)}$$

$$\lambda = 24,704 < 40$$

-Pour le niveau 1,2,3:

$$l_0 = 3,06\text{m} \quad h = 35 \text{ cm (poteau 35x35)}$$

$$\lambda = 21,175 < 35$$

-Pour le niveau 4,5,6:

$$l_0 = 3,06\text{m} \quad h = 30\text{cm} \text{ (poteau 30x30)}$$

$$\lambda = 24,704 < 30$$

-Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée.

**Conclusion :**

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

**-Poutres principales :** (30 cm x40 cm).

**-Poutres secondaires :** (30 cm x35 cm).

Les sections des poteaux :

**- RDC et S-Sol :** (40x40) cm<sup>2</sup> .

**-Niv1, 2, 3 :** ( 35x35) cm<sup>2</sup>.

**-Niv 4, 5, 6 :** (30x30) cm<sup>2</sup>.

Les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer.

# *Chapitre III*

## *Calcul des éléments*



### **Introduction :**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux (secondaire) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale tel que l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

Le ferrailage et les différentes vérifications s'effectueront suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003.

#### **III.1.1) Etude de l'acrotère :**

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

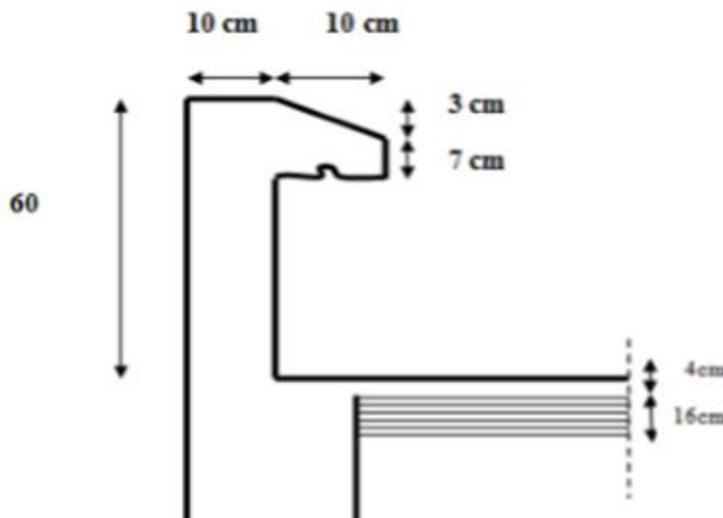


Figure.III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère.

#### **III.1.2) Calcul des sollicitations :**

##### **a) Evaluation des charges :**

##### **La surface de l'acrotère :**

$$S_{acr} = 0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \left( \frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) = 0,0685 \text{ m}^2.$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr} = 25 \times 0.685 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

**Avec :**

$\rho$  : la masse volumique du béton ( $\rho = 25 \text{ kg/m}^3$ ).

- **La force sismique :**

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

**Avec :**

**A** : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

**CP** : facteur de force horizontale  $C_p = 0.3$  [RPA 99 page 43 tab. 6.1].

**Wp** : Poids de l'acrotère = 1.7125 KN/ml.

**Donc :**

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.7125 = 0.308 \text{ KN/ml.}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = \max (F_p; F_q).$$

**Avec :**

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$  : poussée de la main courante.

**Donc :**

$$Q = \max (0.308 \text{ KN/ml}; 1 \text{ KN/ml}) = 1 \text{ KN/ml.}$$

**b) Les sollicitations :**

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1 \times 1 = 1.00 \text{ KN.}$$

-Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.60 \text{ KN.m.}$$

### III.1.3) Diagramme des efforts :

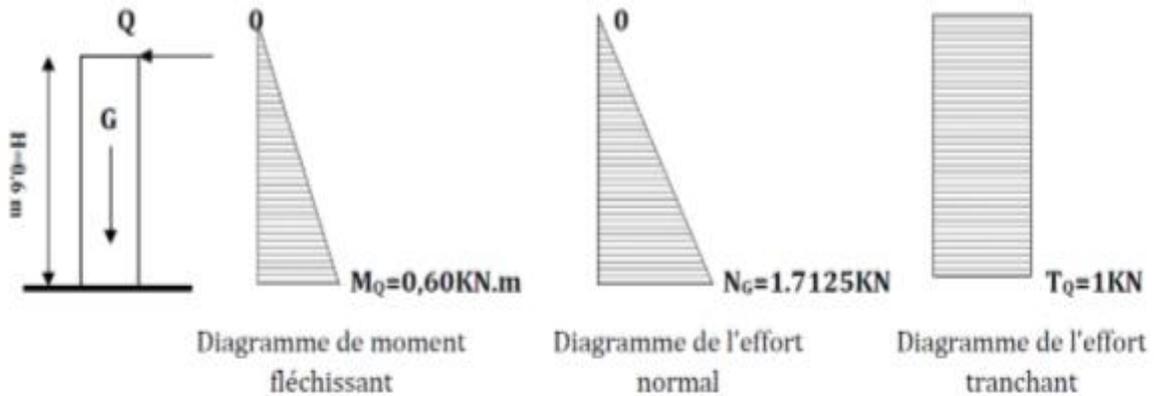


Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes ( $M_Q$ ,  $N_G$ ,  $T_Q$ ).

### III.1.4) Combinaisons de charge :

#### a) - Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est :

$$1.35G + 1.5Q$$

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant :

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

- Moment fléchissant :

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

#### b) -Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est :

$$G+Q$$

- **Effort normal de compression :**

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

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN.}$$

- **Moment fléchissant :**

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

### **III.1.5) Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé à L'ELU en flexion composée et sera donné par mètre linéaire, pour une section rectangulaire (100 x 10) cm<sup>2</sup> soumise à un effort normal « Nu » et un moment de renversement « M<sub>u</sub> », puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (« N<sub>s</sub> » et « M<sub>s</sub> »).



**Figure.III.1.3: Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.**

**Avec :**

**h** : Epaisseur de la section : 10cm

**b** : Largeur de la section : 100cm

**c et c'** : Enrobage : 2cm

**d** : Hauteur utile:  $d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

**a) -Calcul des armatures a l'ELU :**

**a.1) Position du centre de pression :**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ , puis se ramené à la flexion composée.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}.$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

➔ D'où le centre de pression ( $C_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal ( $N_u$ ) est un effort de compression ( $N_u > 0$ ), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis on flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**Avec :**

$a$  : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.



**Figure.III.1.4: position du centre de pression.**

**a.2) Calcul en flexion simple :**▪ **Le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.9 + 2.312 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.969 \text{ KN.m.}$$

▪ **Le moment moment réduit ( $\mu_u$ ):**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.969 \cdot 10^5}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,01066 < \mu_1 = 0,392$$

**Avec:**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

—→ La section est simplement armée donc :  $A_s = 0$

$$\mu_u = 0,01066 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.994$$

▪ **Les armatures fictif :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.969 \cdot 10^5}{0.994 \cdot 8 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

**Avec :**

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

**a.3) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles):**• **La section des armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.312 \cdot 10}{348} = 0.284 \text{ cm}^2.$$

### III.1.6) Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A4.2.1) :

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

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

- Armature principale :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60 \cdot 10^2}{1.7125} = 35.04 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2,1}{400} \left[ \frac{35.04 - (0,455 \times 8)}{35.04 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,904 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.284 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \text{ La section n'est pas vérifiée.}$$

✚ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc le ferrailage se fera avec  $A_{\min}$  .

$$A = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8, avec un espacement : St= 25cm.

**b) Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,1/BAEL 91) :**

$$\tau_u = \overline{\min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})} = \min(0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2,5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

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

**Avec:**  $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2 = 0,018 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \overline{\tau_u}$  La condition est vérifiée pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art 6.1, 3/ BAEL91) :**

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i}$$

**Avec :**

$\emptyset$ : Diamètre des barres ( $\emptyset = 8\text{mm} = 0,8\text{cm}$ ).

$\Sigma U_i$ : Somme des périmètres utiles des armatures.

n: Nombre de barres.

$\Psi$  : Coefficient de scellement avec :

$\Psi = 1$  pour aciers lisses.

$\Psi = 1.5$  pour aciers HA.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

**D'où :**

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10}{0.9 \cdot 8 \cdot 10.048} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifié 99) :**

▪ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = 20\text{cm.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm.}$$

$$25\text{cm} < 30\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45\text{cm}] = 40 \text{ cm.}$$

$$25\text{cm} < 40\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**e) Ancrage des armatures : (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

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

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8.400}{4,2,835} = 282,18\text{mm} = 28,218\text{cm}.$$

**On prend :**

$$L_s = 30\text{cm}.$$

### **III.1.7) Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{St} < \overline{\sigma}_{St}$
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

#### **a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, et les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm donc :

$$\overline{\sigma}_{St} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] \quad (\text{Art.A.4.5.33. BAEL}).$$

**Avec :**

$\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence).

$$\overline{\sigma}_{St} = \min \left[ \frac{2.400}{3}, \max(0,5.400; 110 \sqrt{1,6.2,1}) \right] = \min [266,667; 201,633] = 201,633 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{St}}.$$

$$\rho = \frac{100 A_{St}}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251.$$

$$\rho = 0,251 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ k_1 = 47,50 \\ k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47,50} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 40,56 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{St} = 40,56 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{St}} = 201,633 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### **b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{St} = \frac{1}{47,50} \times 40,56 = 0,853 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,853 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

### **c) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99/Art 6.2.3) :**

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

### **III.1.8) Conclusion :**

Le ferrailage de l'acrotère est comme suit :

- Armatures principales :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartitions  $4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

### **III.1.7) Plan de ferrailage de l'acrotère :**



### **III.2) Etude des planchers :**

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher à corps creux (16+4) d'épaisseur avec une dalle de compression de 4 cm reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

#### **III-2-1-Etude et ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression sera coulée sur place elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir aux poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \quad \text{si } L_x \leq 50 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{si } 80 \leq L_x \leq 80 \text{ cm.}$$

**Avec :**

$A_{\perp}$ : section en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire.

$L$  : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit :

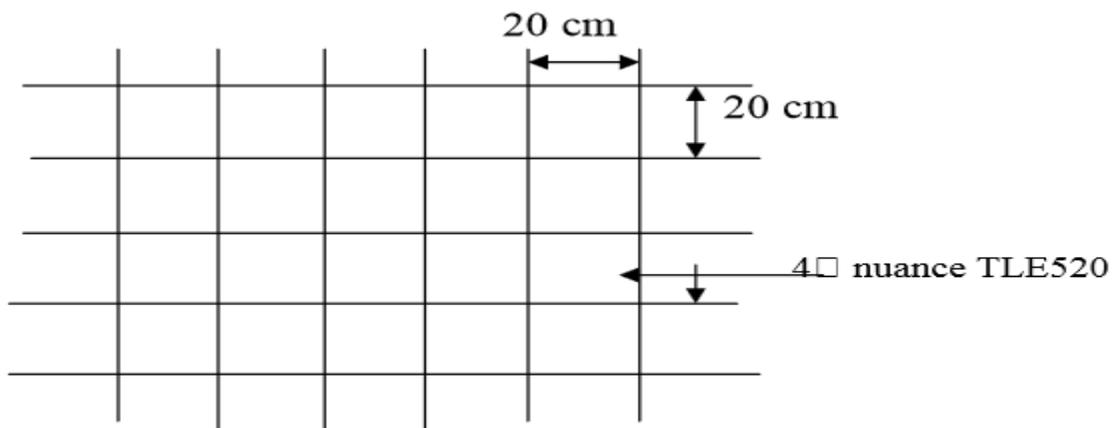
$$A_{\perp} = 5T4/\text{ml} = 0,63\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec } e=20 \text{ cm}.$$

▪ **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{//} = 5T4/\text{ml} = 0,63\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $e=20 \text{ cm}$ .

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200)  $\text{mm}^2$ .



**Figure III 2.1 : Schéma du treillis soudé.**

**III.2.2) Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Elle se calcule comme une section en T.

### 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

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

- **Charge permanentes:**

-Poids propre de la poutrelle :  $G_p = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$ .

-Poids du corps creux : le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN /m}^2$ .

$$G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

-Poids propre totale :  $G_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

- **Surcharge due à l'ouvrier:**

Le poids de l'ouvrier est estimé à  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

- **Combinaison de charges:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN /ml.}$$

1-Détermination des moments fléchissant et des efforts internes :

- **Calcul du moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 4,3^2}{8} = 5,778 \text{ KN.m.}$$

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

$$T_{\text{MAX}} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \cdot 4,3}{2} = 5,375 \text{ KN.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bu}}$$

avec :

$$b = 12 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm}$$

d : la hauteur utile ;  $d = h - c = 2 \text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\mu = \frac{5,778 \cdot 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 8,477.$$

$\mu=8,477 > \mu_1=0,392$   $\longrightarrow$  la section est doublement armée.

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, on prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne lui soient pas nécessaires.

### 2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses deux extrémités. Elle a une section en T et supporte son poids propre ; le poids de corps creux et de la dalle de compression ; ainsi que les surcharges revenant au plancher.

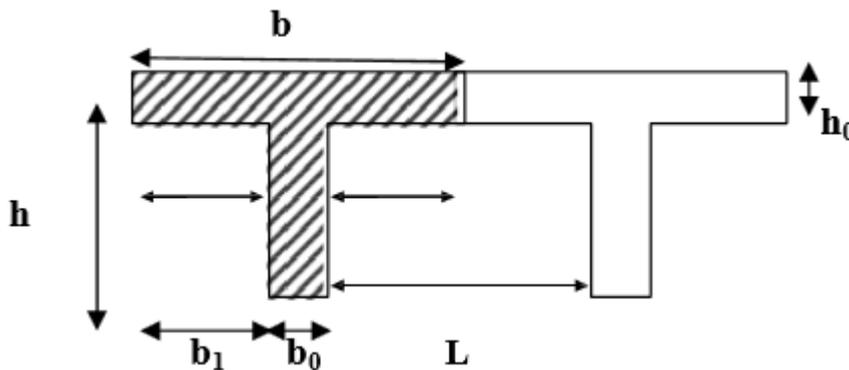


Figure III.2.2 : La poutrelle comme une section en T.

Avec :

$h$  : la hauteur de la poutrelle est de 20cm (16+4).

$h_0$  : la hauteur de la dalle de compression est de 4cm.

$l$  : la longueur entre axes des poutrelles.

$L$  : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$b$  : la largeur de la dalle de compression.

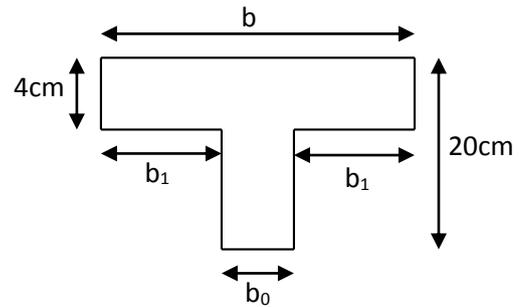
$b_0$  : la largeur de la nervure (12cm).

$L_1$  : la distance de la portée des poutres (400 cm).

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \left( \frac{L_1}{2} \right) \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91/Art A.4.1, 4}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{2.430}{3.2} = 143.33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



Donc on prend :  $b_1=26.5 \text{ cm.}$

Donc largeur de la dalle de compression :

$$b=2b_1+b_0=2(26.5) +12=65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art.4.1, 3).}$$

**1-Détermination des charges et surcharges :**

a-Plancher terrasse:

$$G = 5.33 \times 0.65 = 3.464 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

b-Plancher d'étage courant :

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

**2-Combinaison de charges :**

$$\text{Plancher terrasse : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.464 + 1.5 \times 0.975 = 6.138 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3.464 + 0.975 = 4.439 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher d'étage courant : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.614 + 1.5 \times 0.975 = 6.341 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3.614 + 0.975 = 4.589 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

✓ Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de l'étage courant.

### **3- La méthode de calcul Choix de la méthode :**

Pour l'évaluation des moments et des efforts tranchant, le BAEL91 nous propose les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

➤ **La méthode forfaitaire :**

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

Cette méthode consiste à évaluer maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée indépendante, de même porté libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

#### **a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.2.210) :**

**1ère condition :** La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2 < 2G = 7.228 \text{ KN/m} \longrightarrow$  condition vérifié.

**2ème condition :** Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées  $\longrightarrow$  condition vérifié.

**3ème condition :** La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$\longrightarrow$  Condition vérifié.

**4ème condition :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d:

$$0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4.30}{4.30} = 1 \quad ; \quad \frac{4.30}{4.30} = 1 \quad ; \quad \frac{4.30}{2.90} = 1.482 \\ \frac{2.90}{4.30} = 0.674 \quad ; \quad \frac{4.30}{4.30} = 1 \quad ; \quad \frac{4.30}{4.30} = 1 \end{array} \right.$$

$\longrightarrow$  Condition non vérifié.

Conclusion :

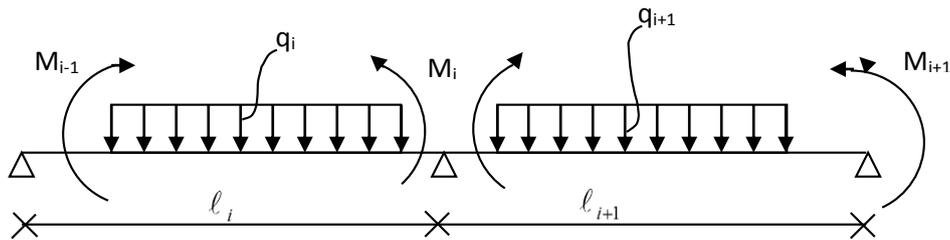
Pour la détermination des moments en travées et aux appuis, ainsi que les efforts tranchants, nous allons opter pour la méthode des trois moments, vu que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

▪ **Méthode des trois moments :**

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

**-Aux appui :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$



**-En travée :**

$$M(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

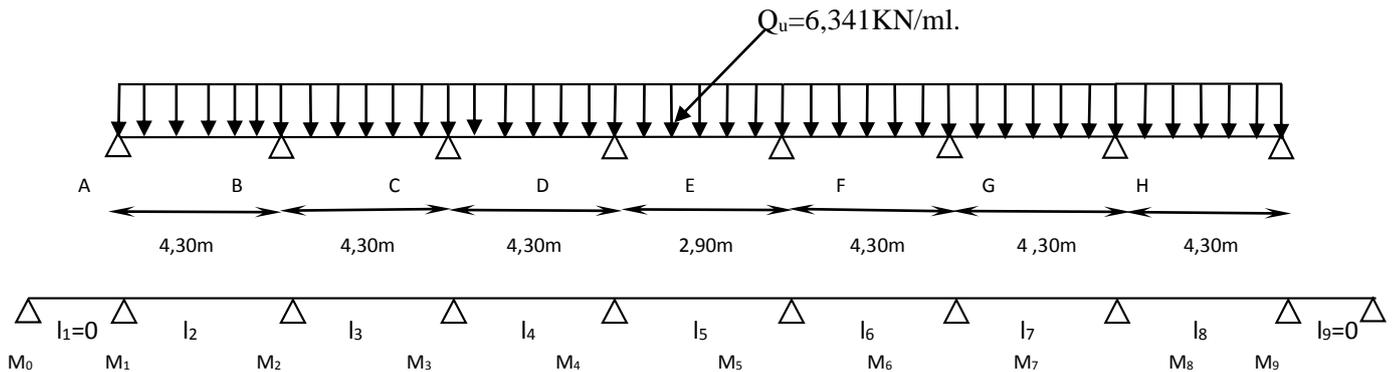
**-Effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = \frac{q_u \cdot l_{i+1}}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i : T(i) = \frac{q_u \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 : T(i+1) = \frac{-q_u \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

**Calcul à l'ELU :****Fig .III.2.3 : Schéma statique de la poutrelle****a/ Calcul des moments aux appuis :**

On a :  $M_0 = M_9 = 0$ . Et :  $l_1 = l_9 = 0$

$$\text{-Aux appuis A : } 8,6M_1 + 4,3M_2 = -126,038 \dots \dots \dots (1).$$

$$\text{-Aux appuis B : } 4,3M_1 + 17,2M_2 + 4,3M_3 = -252,076 \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{-Aux appuis C : } 4,3M_2 + 17,2M_3 + 4,3M_4 = -252,076 \dots \dots \dots (3).$$

$$\text{-Aux appuis D : } 4,3M_3 + 14,4M_4 + 2,9M_5 = -164,701 \dots \dots \dots (4).$$

$$\text{-Aux appuis E : } 2,9M_4 + 14,4M_5 + 4,3M_6 = -164,701 \dots \dots \dots (5).$$

$$\text{-Aux appuis F : } 4,3M_5 + 17,2M_6 + 4,3M_7 = -252,076 \dots \dots \dots (6).$$

$$\text{-Aux appuis G : } 4,3M_6 + 17,2M_7 + 4,3M_8 = -252,076 \dots \dots \dots (7).$$

$$\text{-Aux appuis H : } 4,3M_7 + 8,6M_8 = -126,038 \dots \dots \dots (8).$$

**Sous forme matricielle :**

$$\begin{pmatrix}
 8,6 & 4,3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 4,3 & 17,2 & 4,3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 4,3 & 17,2 & 4,3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 4,3 & 14,4 & 2,9 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 2,9 & 14,4 & 4,3 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 4,3 & 17,6 & 4,3 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,3 & 17,2 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,3 & 8,6
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 M1 \\
 M2 \\
 M3 \\
 M4 \\
 M5 \\
 M6 \\
 M7 \\
 M8
 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix}
 -126,038 \\
 -252,076 \\
 -252,076 \\
 -164,701 \\
 -164,701 \\
 -252,076 \\
 -252,076 \\
 -126,038
 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système se fait par le logiciel MATLAB, les résultats sont les suivantes :

$$M_1 = -9,8808 \text{KN.m.}$$

$$M_2 = -9,5496 \text{KN.m.}$$

$$M_3 = -10,5433 \text{KN.m.}$$

$$M_4 = -6,8997 \text{KN.m.}$$

$$M_5 = -6,8997 \text{KN.m.}$$

$$M_6 = -10,5433 \text{KN.m.}$$

$$M_7 = -9,5496 \text{KN.m.}$$

$$M_8 = -9,8808 \text{KN.m.}$$

**b/ Calcul des moments en travée :**

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées on obtient :

$$\text{-Travée (A-B)} \rightarrow x = 2,162 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ A-B}}(2,162) = 4,940 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (B-C)} \rightarrow x = 2,113 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ B-C}}(2,112) = 4,613 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (C-D)} \rightarrow x = 2,283 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ C-D}}(2,286) = 5,990 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (D-E)} \rightarrow x = 1,45 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ D-E}}(1,341) = -0,233 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (E-F)} \rightarrow x = 2,016 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ E-F}}(2,063) = 5,990 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (F-G)} \rightarrow x = 2,186 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ F-G}}(2,051) = 4,613 \text{KN.m.}$$

$$\text{-Travée (G-H)} \rightarrow x = 2,137 \text{m} \rightarrow M_{t \text{ G-H}}(1,815) = 4,940 \text{KN.m.}$$

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Dans ce cas :

**-Aux appuis :**

$$M_1 = -9.8808 + 1/3 (9.8808) = -6.5872 \text{ [KN.m].}$$

$$M_3 = -10.5433 + 1/3 (10.5433) = -7,028 \text{ [KN.m].}$$

$$M_4 = -6.8997 + 1/3 (6.8997) = -4.5998 \text{ [KN.m].}$$

$$M_5 = -6.8997 + 1/3 (6.8997) = -4.5998 \text{ [KN.m].}$$

$$M_6 = -10.5433 + 1/3 (10.5433) = -7,028 \text{ [KN.m].}$$

$$M_7 = -9.5496 + 1/3 (9.5496) = -6.3664 \text{ [KN.m].}$$

$$M_8 = -9.8808 + 1/3 (9.8808) = -6.5872 \text{ [KN.m].}$$

**-En travée :**

$$M_{tA-B} (2,162) = 4.940 + 1/3 (4,940) = 6.586 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tB-C} (2,112) = 4,613 + 1/3 (4,613) = 6.150 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tC-D} (2,286) = 5,990 + 1/3 (5,990) = 7.986 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tD-E} (1,341) = -0,233 + 1/3 (-0,233) = -0.310 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tE-F} (2,063) = 5,990 + 1/3 (5,990) = 7.986 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tF-G} (2,051) = 4,613 + 1/3 (4,613) = 6.150 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tG-H} (1,815) = 4.940 + 1/3 (4,940) = 6.586 \text{ KN.m.}$$

**c/ Calcul des efforts tranchant :**

**-Travée AB :**

$$\text{Pour } x=A : T(A) = \frac{6,341 \cdot 4,3}{2} + \frac{-6,3664 + 6,5872}{4,3} = 13.684 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=B : T(B) = \frac{-6,341 \cdot 4,3}{2} + \frac{-6,3664 + 6,5872}{4,3} = -13.581 \text{ KN.}$$

**-Travée BC :**

$$\text{Pour } x=B : T(B) = \frac{6,341.4,3}{2} + \frac{-7,0280 + 6,3664}{4,3} = 13.479 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=C : T(C) = \frac{-6,341.4,3}{2} + \frac{-7,0280 + 6,3664}{4,3} = -13.787 \text{ KN.}$$

**-Travée CD :**

$$\text{Pour } x=C : T(C) = \frac{6,341.4,3}{2} + \frac{-4,5998 + 7,0280}{4,3} = 14.197 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=D : T(D) = \frac{-6,341.4,3}{2} + \frac{-4,5998 + 7,0280}{4,3} = -13.068 \text{ KN.}$$

**-Travée DE :**

$$\text{Pour } x=D : T(D) = \frac{6,341.2,9}{2} + \frac{-4,5998 + 4,5998}{2,9} = 9.194 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=E : T(E) = \frac{-6,341.2,9}{2} + \frac{-4,5998 + 4,5998}{2,9} = -9.194 \text{ KN.}$$

**-Travée EF :**

$$\text{Pour } x=E : T(E) = \frac{6,341.4,3}{2} + \frac{-7,0280 + 4,5998}{4,3} = 13.068 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=F : T(F) = \frac{-6,341.4,3}{2} + \frac{-7,0280 + 4,5998}{4,3} = -14.197 \text{ KN.}$$

**-Travée FG :**

$$\text{Pour } x=F : T(F) = \frac{6,341.4,3}{2} + \frac{-6,3664 + 7,0280}{4,3} = 13.787 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=G : T(G) = \frac{-6,341.4,3}{2} + \frac{-6,3664 + 7,0280}{4,3} = -13.479 \text{ KN.}$$

**-Travée GH :**

$$\text{Pour } x=G : T(G) = \frac{6,341.4,3}{2} + \frac{-6,5872 + 6,3664}{4,3} = 13.581 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=H : T(H) = \frac{-6,341.4,3}{2} + \frac{-6,5872 + 6,3664}{4,3} = -13.684 \text{ KN.}$$

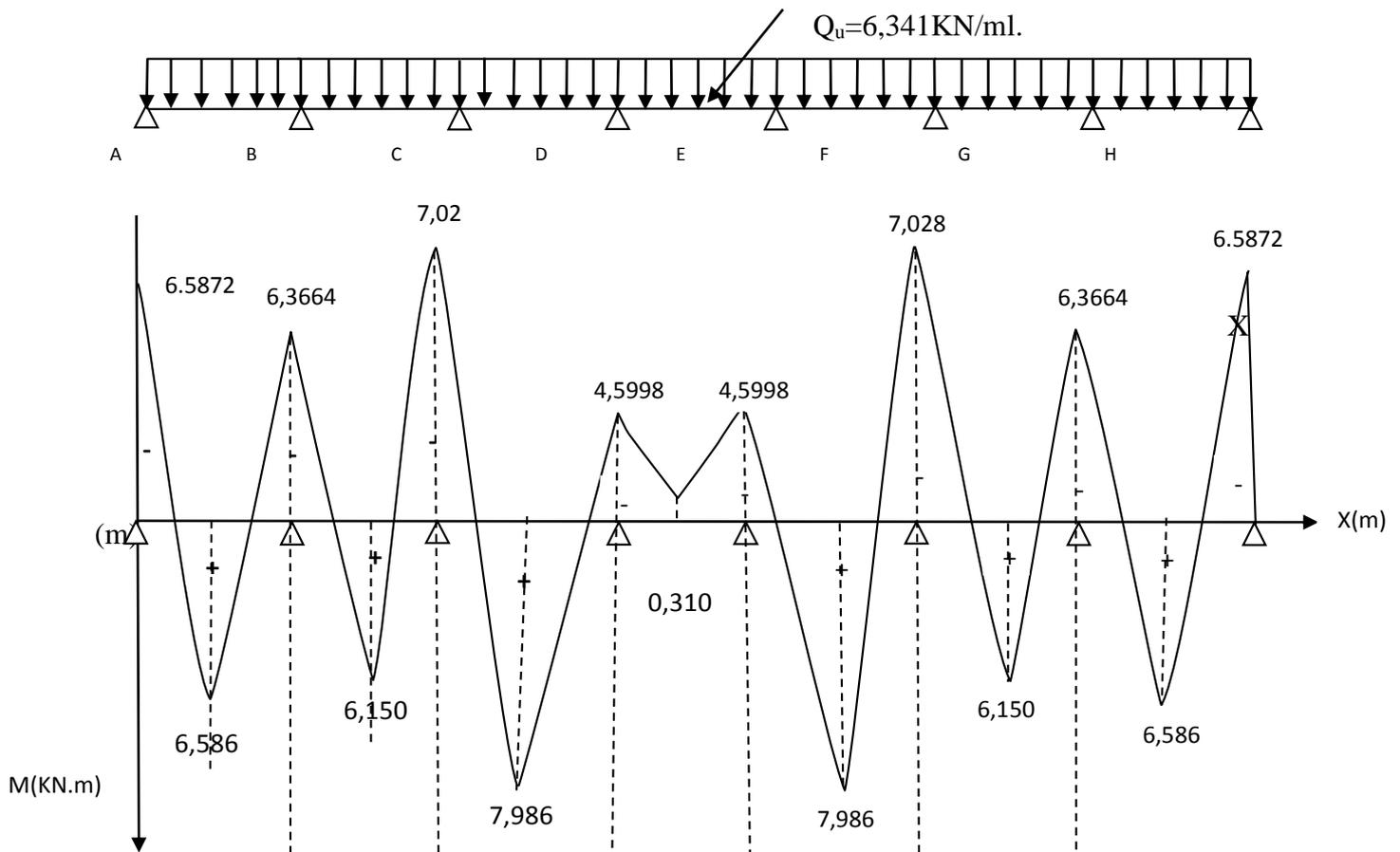


Fig. III.2.4 : Diagrammes des moments fléchissants a l'ELU (après correction).

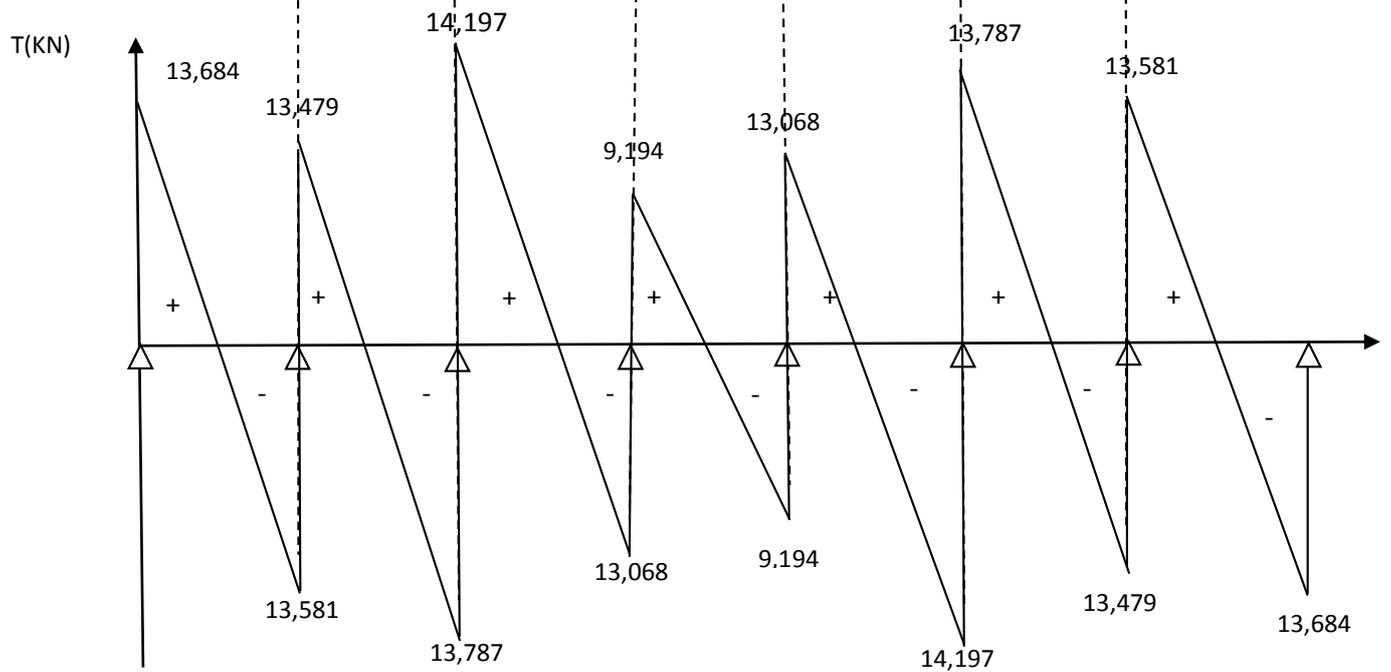


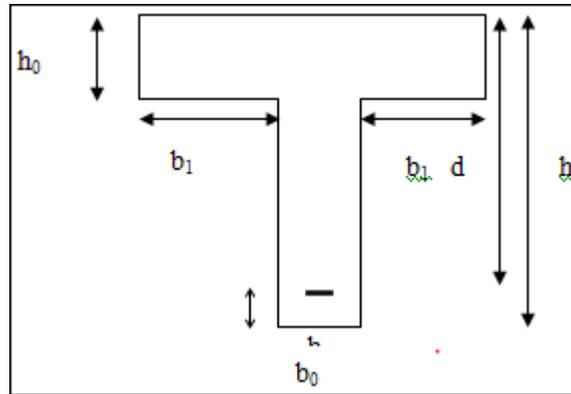
Fig. III.2.5 : Diagrammes efforts tranchants a l'ELU (après correction).

**b. Calcul des armatures :**

➤ Armatures longitudinales :

▪ En travée :

$$M_{t \max} = 7,986 \text{ KN.m}$$



**Figure III.2.6 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T).**

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression) .

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Le moment qui peut être repris par la table de compression:

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 7,986 < M_0 = 59,072 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,986 \cdot 10^5}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,0267$$

$$0,0267 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

D'où :  $\mu = 0,0267 \rightarrow \beta = 0,987$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7,986 \cdot 10^5}{0,987 \cdot 18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,291 \text{ cm}^2$$

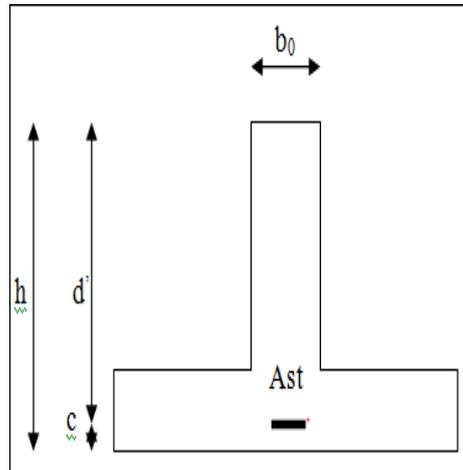
On adopte:

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d' = 18 \text{ cm}$$



Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,028 \cdot 10^5}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

D'où :

$$\mu = 0,0979 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{7,028 \cdot 10^5}{0,994 \cdot 18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,128 \text{ cm}^2.$$

On adopte:

$$A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures transversales :

▪ **Diamètre des aciers transversaux :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{10mm; 5,71; 12mm\}$$

On choisit un cadre  $2\phi 8$  avec  $A_t = 2HA8 = 1cm$

• **L'espace entre les cadres :**

$$St_1 = \min(St_1, St_2) = \min(0,9d, 40cm) = 16,2cm.$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{1 \times 235}{0,4 \cdot 12} = 48,96cm$$

$$St = \min \{16,2; 24,42\} = 16,2cm$$

On prend: **St = 15 cm.**

**Vérification à l'ELU :**

✚ **Condition de non fragilité (Art. A.5.1.1/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26cm^2$$

**En travée**  $A_t = 2,35cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis**  $A_s = 2,26cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2$  .....condition vérifiée..

✚ **Vérification à l'effort tranchant :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \min \{3,33MPa, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{14,197 \cdot 10}{12 \times 18} = 0,65 < 3,33MPa \text{ .....condition vérifiée ;}$$

✚ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/Art5.1.313) :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

**Avec:**  $a \leq 0,9d$ .

▪ **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 13,684 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 9,194 \text{KN} < 129,6 \text{KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL 91 A5.1.321) :**

Lorsque :  $T > \frac{M_u}{0,9d}$  on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et

y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $T + \frac{M_u}{0,9d}$

▪ **Appui intermédiaire :**

$$T = 9,194 \text{KN} < \frac{M_u}{0,9d} = \frac{4,5998}{0,9 \times 0,18} = 28,393 \text{KN}.$$

▪ **Appuis de rive :**

$$T = 13,684 \text{KN} < \frac{M_u}{0,9d} = \frac{6,5872}{0,9 \times 0,18} = 40,661 \text{KN}.$$

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

▪ **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{T_{\max} (b - b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{14,197(0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} = 0,893 \text{MPa}.$$

$$\tau = 0,893 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\tau = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 14,197 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,9 \times 0,18} = 1,460 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 1,460 \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,3 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée. } v_u$$

✚ **Vérification de l'adhérence au niveau des appuis (BAEL91 Art A.6.1.21) :**

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u} = \frac{13,068 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,01 \times 3,14} = 2,56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Condition de non fragilité des armatures transversales (BAEL91 Art A.5.3) :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{2,35 \times 235}{12 \times 15} = 3,06 \geq 0,4 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Calcul du scellement droit :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

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

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors –crochet est au moins égale à :

- $0,6I_s$  s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235 .
- $0,4I_s$  s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253).

$$L_s = 0,4I_s = 0,4 \times 35,270 = 14,11 \text{ cm.}$$

**III-2-6) Calcul à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0,723$$

**-Aux appuis :**

$$M_1 = -6.5872 \times 0,723 = -4,762 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = -4.5998 \times 0,723 = -3,325 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -6.3664 \times 0,723 = -4,602 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = -7,028 \times 0,723 = -5,081 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -7,028 \times 0,723 = -5,081 \text{ KN.m.}$$

$$M_7 = -6.3664 \times 0,723 = -4,602 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -4.5998 \times 0,723 = -3,325 \text{ KN.m.}$$

$$M_8 = -6.5872 \times 0,723 = -4,762 \text{ KN.m.}$$

**En travée :**

$$M_{t_{A-B}} (2,162) = 6.586 \times 0,723 = 4,761 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{E-F}} (2,063) = 7.986 \times 0,723 = 5,773 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{B-C}} (2,112) = 6.150 \times 0,723 = 4,446 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{F-G}} (2,051) = 6.150 \times 0,723 = 4,446 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{C-D}} (2,286) = 7.986 \times 0,723 = 5,773 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{G-H}} (1,815) = 6.586 \times 0,723 = 4,761 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{D-E}} (1,341) = -0.310 \times 0,723 = -0,224 \text{ KN.m.}$$

**c) Calcul des efforts tranchant :****-Travée AB :**

$$\text{Pour } x=A : T(A) = 13.684 \times 0,723 = 9,893 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=B : T(B) = -13.581 \times 0,723 = -9,819 \text{ KN.}$$

**-Travée BC :**

$$\text{Pour } x=B : T(B) = 13.479 \times 0,723 = 9,745 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=C : T(C) = -13.787 \times 0,723 = -9,968 \text{ KN.}$$

**-Travée CD :**

Pour  $x=C$  :  $T(C) = 14.197 \times 0.723 = 10,264 \text{KN}$ .

Pour  $x=D$  :  $T(D) = -13.068 \times 0.723 = -9,448 \text{KN}$ .

**-Travée DE :**

Pour  $x=D$  :  $T(D) = 9.194 \times 0.723 = 6.647 \text{KN}$ .

Pour  $x=E$  :  $T(E) = -9.194 \times 0.723 = -6.647 \text{KN}$ .

**-Travée EF :**

Pour  $x=E$  :  $T(E) = 13.068 \times 0.723 = 9.448 \text{KN}$ .

Pour  $x=F$  :  $T(F) = -14.197 \times 0.723 = -10.064 \text{KN}$ .

**-Travée FG :**

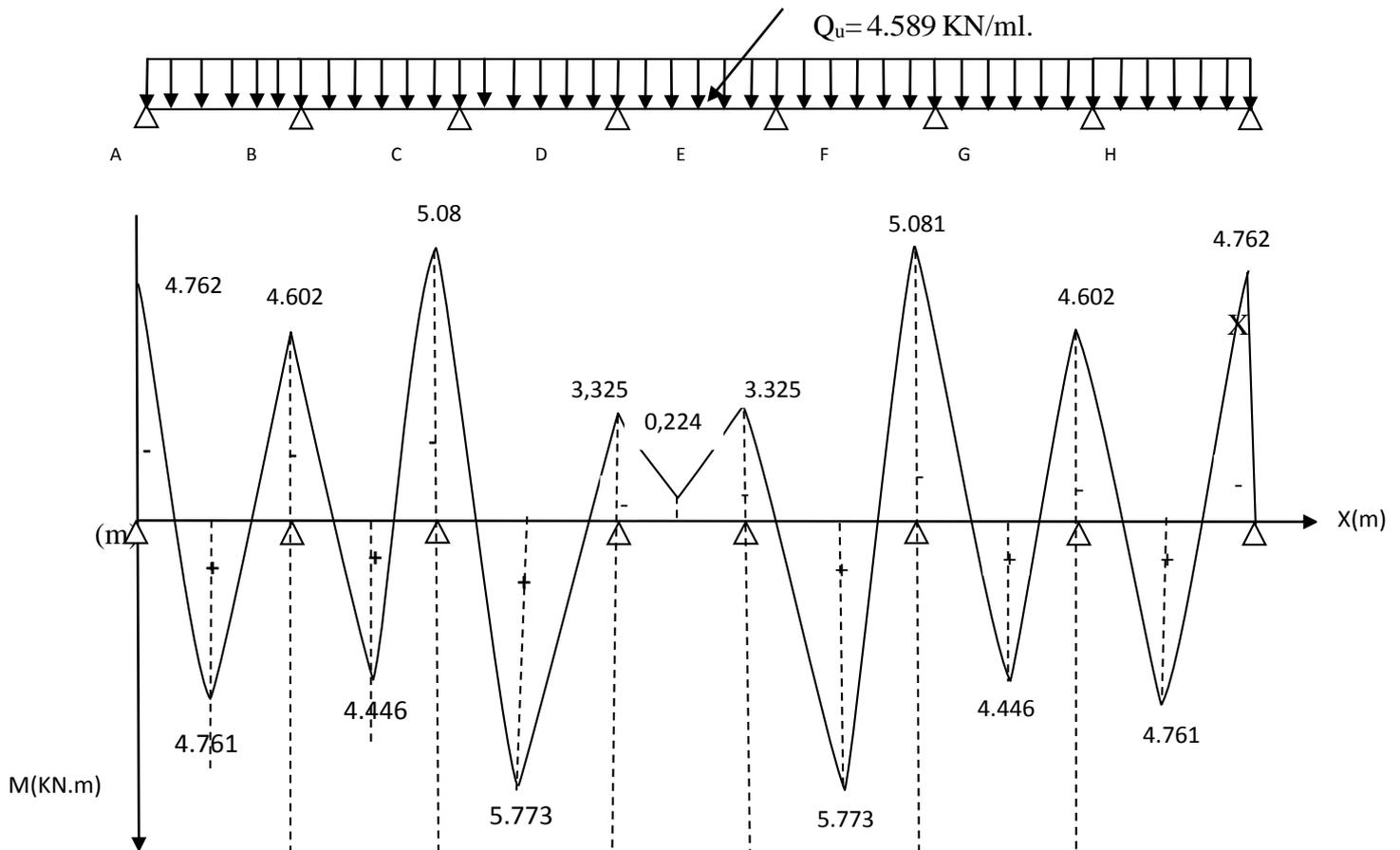
Pour  $x=F$  :  $T(F) = 13.787 \times 0.723 = 9.968 \text{KN}$ .

Pour.  $x=G$  :  $T(G) = -13.479 \times 0.723 = -9.745 \text{KN}$ .

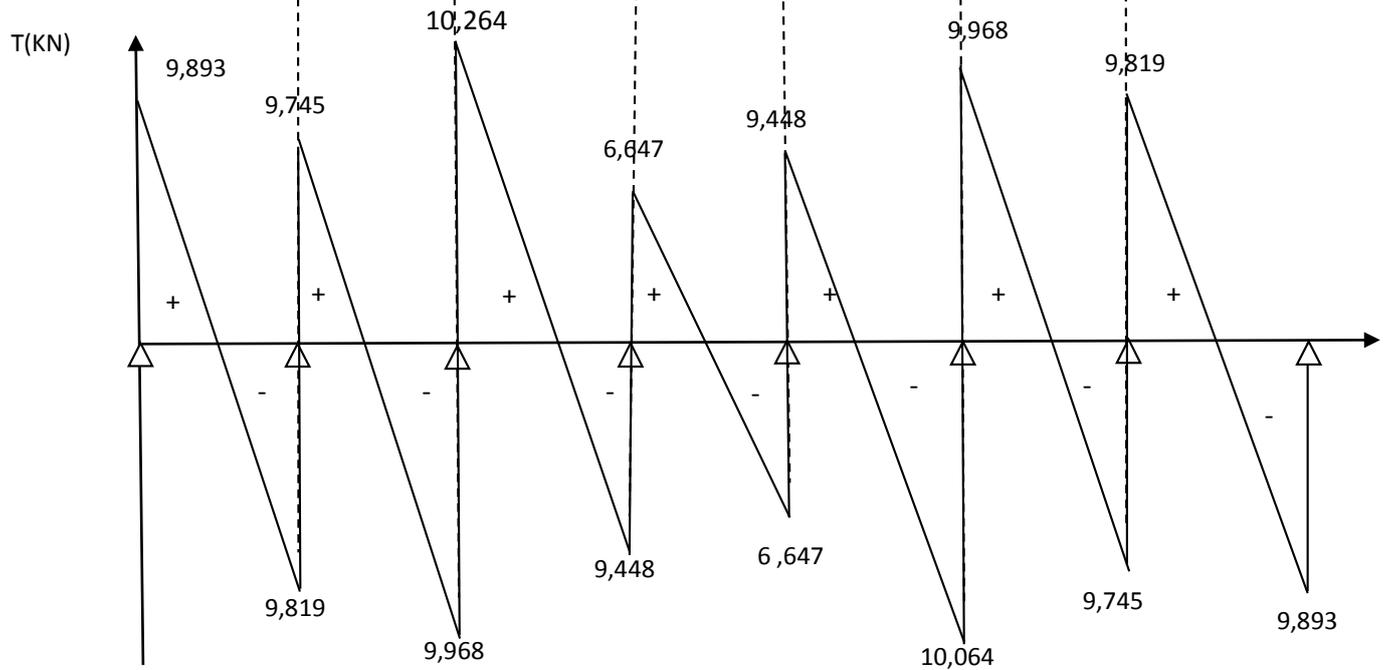
**-Travée GH :**

Pour  $x=G$  :  $T(G) = 13.581 \times 0.723 = 9.819 \text{KN}$ .

Pour.  $x=H$  :  $T(H) = -13.684 \times 0.723 = -9.893 \text{KN}$ .



**Fig. III.2.7 :**Diagrammes des moments fléchissants a l'ELS(après correction).



**Fig. III.2.8:**Diagrammes efforts tranchants a l'ELS(après correction).

**III-2-6-1) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_{st} = 3 \phi_{10} = 2,35\text{cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,35}{12.18} = 1,087. \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432 \rightarrow K_1 = 19,72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,773.10^{-3}}{0,856.0,18.2,35.10^{-4}} = 159,574\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{159,574}{19,72} = 8,09\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,26}{12.18} = 1,046 \Rightarrow K_1 = 20,21 ; \beta_1 = 0,858$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,081.10^{-3}}{0,858.0,18.2,26.10^{-4}} = 145,573\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{145,573}{20,21} = 7,203\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-2-6-2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

**III-2-6-3) Vérification de l'état limite de déformation : (BAEL 91ART B.6.5.2).**

Si les conditions suivantes ne sont pas satisfaisantes donc la vérification de la flèche est obligatoire.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,046 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots (1) \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3).$
- $L < 8,00\text{m} \dots \dots \dots (4).$

Vue que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t.L^2}{10.E_V I_{Fv}} < \overline{f} \quad \text{avec :} \quad \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86\text{cm.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ( $n=15$ )

$$\mu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01087 \cdot 159,574 + 2,1} \right] = \max [0; 0,593] = 0,593.$$

**Avec :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01087.$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[ A_{st} + \left( \frac{h}{2} - C' \right)^2 \right] = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[ 2,35 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45589,333 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,01088} = 1,5115$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 45589,333}{1 + 0,593 \times 1,5115} = 26445,051$$

$$f = \frac{5,773 \times (4,3)^2 \times 10^5}{10 \cdot 10818,86 \cdot 26445,051} = 0,00373 \text{ m} = 0,373 \text{ cm}$$

$$f = 0,373 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

- **En travée :** on adoptera : **3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**
- **Aux appuis :** on adoptera : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.**

Pour les aciers de continuité, on place : **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>.**

### III-2-7) Plan de ferrailage du plancher :

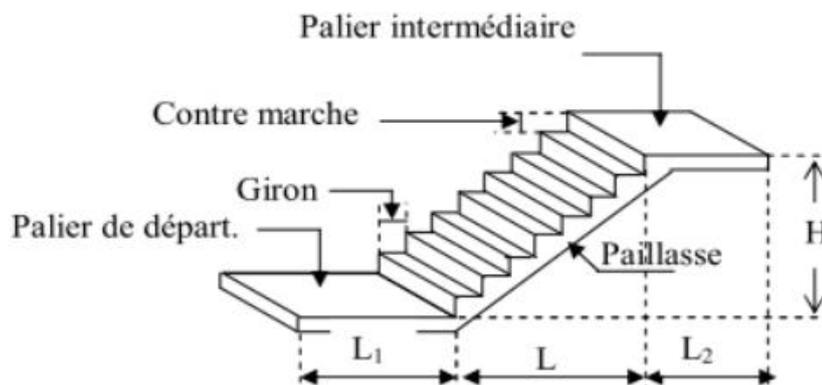
### **III.3.1) Calcul d'escaliers :**

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers : un de s-sol au RDC à travers trois volées et l'autre de RDC aux derniers niveaux à travers deux volées.

#### ▪ **Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



**Figure III.3.1: Schéma descriptif d'un escalier.**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- Hauteur de contre marche ( $h$ ) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.
- Le giron ( $g$ ) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- L'embranchement ( $E$ ) : représente la largeur de la marche.

-La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.

- paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

- Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

**g** : giron.

**h** : hauteur de la contre marche.

**ep** : épaisseur de la paillasse.

**H** : hauteur de la volée.

**L** : longueur de la volée projetée

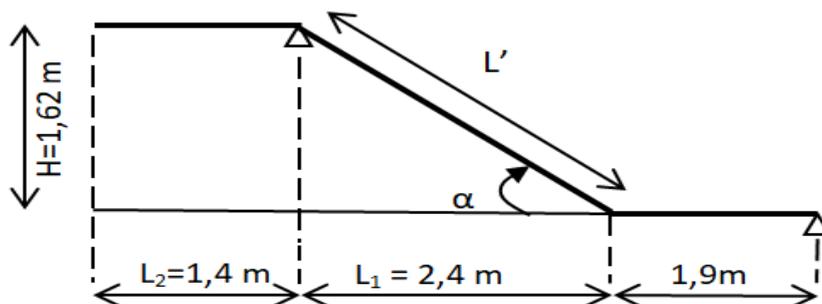
- Le dimensionnement des marches et contre marches d'un escalier a deux volées adjacentes se fait généralement à l'aide de la formule de « BLONDEL » qui est la suivante :

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

### III.3.2) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- La hauteur de la marche (h).
  - Le nombre de contre marche (n).
  - Le giron(g).
  - L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ).
- Les volées1:



**Figure III.3.2: coupe verticale de la volée 1.**

- La hauteur de la marche(h):  $14 \leq h \leq 18$  on prend :  $h=18\text{cm}$ .
- Nombre de contre marche(h):  $n = \frac{162}{18} = 9$  contres marche.
- Nombre de marche(n):  $n-1=9-1=8$  marche.
- Le giron (g):  $g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$ .

❖ **Vérification de la formule de BLANDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 2(18) + 30 = 66\text{cm} \leq 66\text{cm}. \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la condition suivante :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{162}{240} = 0,675 \Rightarrow \alpha = 33,304^\circ.$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 33,304} = 287,160\text{cm}.$$

$$L = L' + L_2 = 287,160 + 140 = 427,16\text{cm}.$$

**On a:**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{427,16}{30} \leq e_p \leq \frac{427,16}{20}$$

$$14,238\text{cm} \leq e_p \leq 21,358\text{cm}$$

**On adopte :**

$$e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}.$$

- Les volée2:

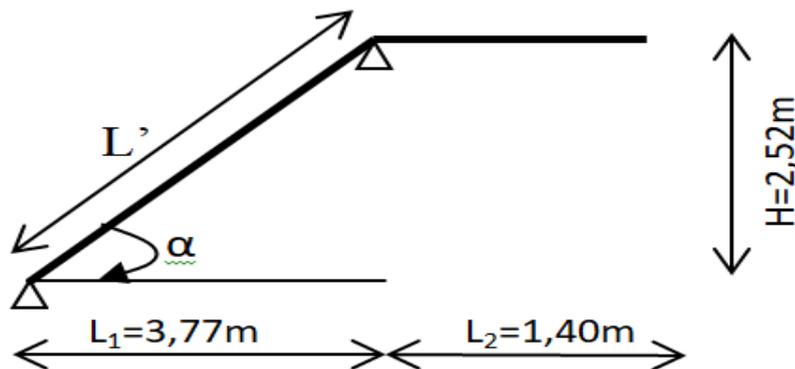


Figure III.3.3: coupe verticale de la volée 2.

- La hauteur de la marche(h):  $14 \leq h \leq 18$  on prend :  $h=18\text{cm}$ .
- Nombre de contre marche(h):  $n = \frac{252}{18} = 14$  contres marche.
- Nombre de marche(n):  $n-1=14-1=13$  marche.
- Le giron (g):  $g = \frac{L1}{n-1} = \frac{377}{13} = 29\text{cm}$ .

❖ **Vérification de la formule de BLANDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 2(18) + 29 = 65\text{cm} \leq 66\text{cm}. \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

❖ **Pré dimensionnement de la paille et du palier :**

L'épaisseur de la paille et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la condition suivante :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{252}{377} = 0,668 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 33,742^\circ.$$

$$\cos \alpha = \frac{L1}{L'} \quad \Rightarrow \quad L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{377}{\cos 33,742} = 453,371\text{cm}.$$

$$L = L' + L2 = 453,371 + 140 = 593,371\text{cm}.$$

On a:

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{593,371}{30} \leq e_p \leq \frac{593,371}{20}$$

$$19,779\text{cm.} \leq e_p \leq 29,668\text{cm.}$$

On adopte :

$$e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 20\text{cm.}$$

- Les volée3:

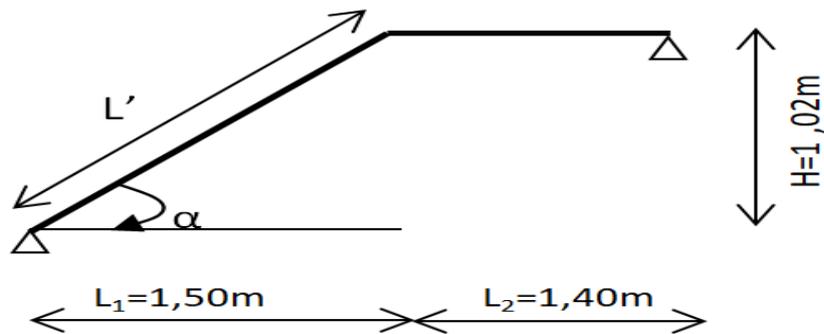


Figure III.3.4: coupe verticale de la volée 3.

- La hauteur de la marche(h):  $14 \leq h \leq 18$  on prend :  $h=17\text{cm.}$
- Nombre de contre marche(h):  $n = \frac{102}{17} = 6$  contres marche.
- Nombre de marche(n):  $n-1=6-1=5$  marche.
- Le giron (g):  $g = \frac{L1}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm.}$

❖ **Vérification de la formule de BLANDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 2(17) + 30 = 64\text{cm} \leq 66\text{cm.} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier. ( $e_p$ ) est donnée par la condition suivante :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{102}{150} = 0,68 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 34,215.$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \quad \Rightarrow \quad L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 34,215} = 181,393\text{cm.}$$

$$L = L' + L_2 = 181,393 + 140 = 321,393 \text{ cm.}$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{321,393}{30} \leq e_p \leq \frac{321,393}{20}$$

$$10,713 \text{ cm.} \leq e_p \leq 16,069 \text{ cm.}$$

On adopte :

$$e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$$

### III.3.3) Détermination des sollicitations :

a) Charges permanentes :

▪ Paillasse :

Elément	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]	
Poids propre de la paillasse.	0.15x25/cos(32.62°)	4.45
Poids propre de la marche.	25x0.17 /2	2.125
Carrelage (2cm).	20x0.02	0.40
Mortier de pose (2cm).	20x0.02	0.40
Enduit en ciment.	18x0.02	0.36
Lit de sable.	18x0.03	0.54
Poids propre de garde-corps.	/	0.02
		G <sub>tot</sub> = 8.295 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III. 1 : Evaluation des charges sur la paillasse.

- Palier :

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]	
Poids de la dalle.	25x0.15	3.75
Carrelage.	20x0.02	0.40
Mortier de pose.	20x0.02	0.40
Lit de sable.	18x0.02	0.36
Enduit en ciment.	18x0.02	0.36
	$G_{tot2}=5.27\text{KN /m}^2$	

**Tableau III.2 : charges revenant au palier.**

a) Surcharge d'exploitation :

Pour une construction a usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

**III.3.4) Calcul a état limite ultime :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

- **Paillasse :**  $q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8.295 + 1,5 \times 2,5 = 14,948 \text{ KN/ml.}$
- **Palier :**  $q_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.27 + 1,5 \times 2,5 = 10.864 \text{ KN/ml.}$

b) Réaction d'appuis :

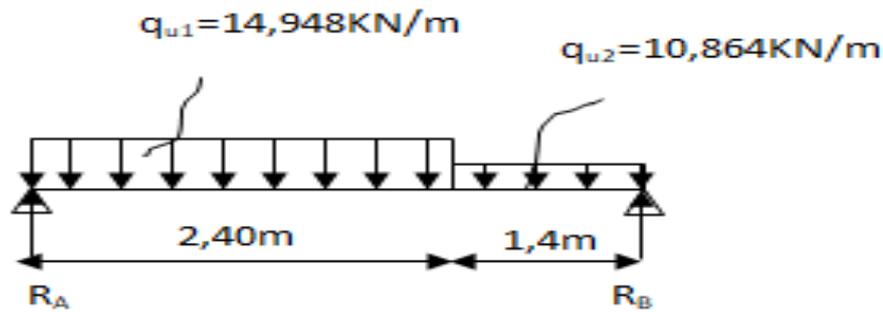


Figure III.3.5 : Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELU.

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma f_H = 0$$

$$R_A + R_B = (q_{u1} \times 2,4) + (q_{u2} \times 1,4) = (14,948 \times 2,4) + (10,864 \times 1,4)$$

$$R_A + R_B = 51,084 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \times 3,8 - (q_{u1} \times 2,4 \times 2,6) - (q_{u2} \times 1,4 \times 0,7) = 0$$

$$R_A \times 3,8 - (14,948 \times 2,4 \times 2,6) - (10,864 \times 1,4 \times 0,7) = 0$$

$$3,8 \times R_A - 103,922 = 0$$

$$R_A = 27,347 \text{ KN.}$$

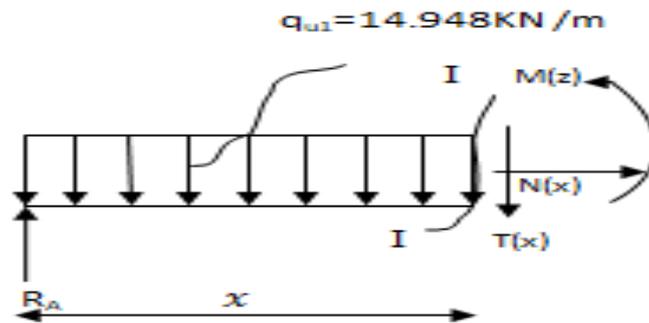
$$\Sigma M/A = 0$$

$$-R_B \times 3,8 - (q_{u1} \times 2,4 \times 1,2) + (q_{u2} \times 1,4 \times 3,1) = 0$$

$$-R_B \times 3,8 + (14,948 \times 2,4 \times 1,2) + (10,864 \times 1,4 \times 3,1) = 0$$

$$-3,8 R_B + 90,2 = 0$$

$$R_B = 23,737 \text{ KN.}$$

**b) Moment fléchissant et effort tranchant :****-Tronçon1 :  $0m \leq x \leq 2,4m$ .****▪ Effort tranchant :**

$$\Sigma F_H = 0$$

$$R_A - q_{u1} \cdot x - T(x) = 27,35 - 14,948 x - T(x) = 0$$

$$T(x) = -14,948 x + 27,347.$$

Pour  $x=0m$  :

$$T(x) = 27,347 \text{ kN}.$$

Pour  $x=2.4m$  :

$$T(x) = -8,528 \text{ kN}.$$

**• Moment fléchissant :**

$$\Sigma M_{/I-I} = 0$$

$$R_A \cdot x - q_{u1} \cdot x \cdot \frac{x}{2} - M_z = 27,347 \cdot x - 14,948 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - M_z = 0$$

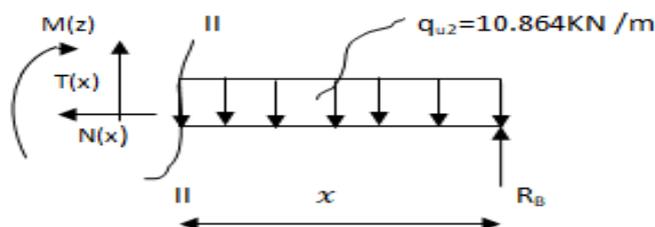
$$M_z = -7,474 x^2 + 27,347 x$$

Pour  $x=0m$  :

$$M_z = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Pour  $x=2.4m$  :

$$M_z = 22,582 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

**Tronçon2 :  $0m \leq x \leq 1,4m$ .**

- **Effort tranchant :**

$$\Sigma F_H = 0 \quad R_B - q_{u2} \cdot x + T(x) = R_B - 10,864 \cdot x + T(x) = 0$$

$$T(x) = 10,864 \cdot x - 23,737$$

Pour  $x=0\text{m}$ .  $T(x) = 23,737\text{KN}$ .

Pour  $x=1,4\text{m}$ .  $T(x) = -8,528\text{KN}$ .

- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M_{II-II} = 0 \quad -R_B \cdot x + q_{u2} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + M_z = -23,736 x + 5,432 x^2 + M_z = 0$$

$$M_z = -5,432 x^2 + 23,737 x$$

Pour  $x=0\text{m}$ .  $M_z = 0\text{KN.m}$ .

Pour  $x=1,4\text{m}$ .  $M_z = 22,582\text{KN.m}$ .

c) **Moment fléchissant maximum :**

$$M_z^{\max} \quad \longrightarrow \quad T_y = 0 \quad \longrightarrow \quad -14,948 x + 27,347 = 0$$

$$14,948 x = 27,347$$

$$x = \frac{27,347}{14,948} = 1,829\text{m}$$

$$M_z^{\max} = -7,474(1,829)^2 + 27,347(1,829)$$

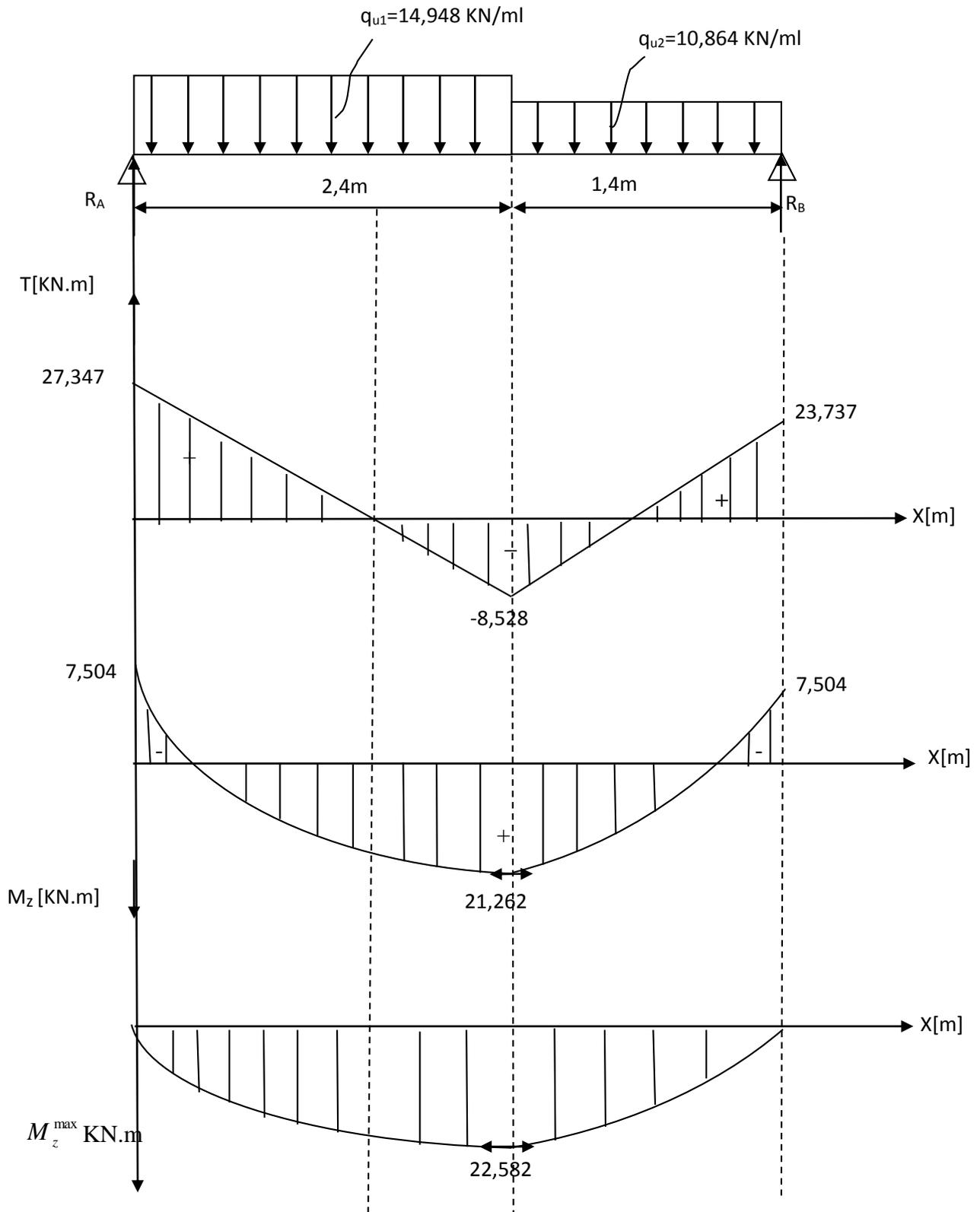
$$M_z^{\max} = 25,015\text{KN.m}$$

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

**Au appuis :**  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3(25.015) = 7.504\text{KN.m}$ .

**En travée :**  $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85(25.015) = 21.262\text{KN.m}$ .

**d) Diagramme des efforts internes :**



**FigureIII. 3.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.**

### III.3.5) Calcul des armatures a l'ELU :

Le ferrailage de l'escalier se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent, dont les caractéristiques sont :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$

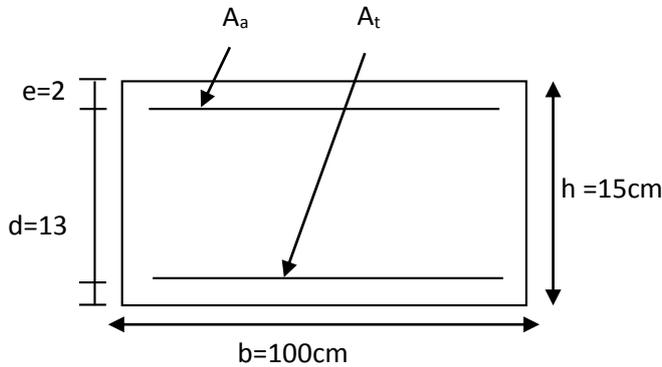


Figure III.3.7: une section rectangulaire d'une bande de 1m.

#### a) Aux appuis :

Le moment aux appuis est :

$$M_a = 7,504 \text{ KN.m.}$$

#### ▪ Armatures principales :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.504 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu_u = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Donc les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ( $\overline{A_{uapp}} = 0$ )

$$\mu_u = 0,032 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,984.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**Avec:**  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ .

$$A_a = \frac{7.779 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,747 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $\text{St}25$  [cm].

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $\text{St} = 25 \text{ cm}$ .

**b) En travée :**

$$M_t = 21,263 \text{ KN.m.}$$

▪ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{21.263 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,088$$

$$\mu_u = 0,088 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.263 \times 10^3}{0.954 \times 13 \times 348} = 4.926 \text{ cm}^2$$

**Soit:**  $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $20$  [cm].

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\overline{A_{ut}} = 0$ .

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

**Soit :**

$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $\text{St} = 25 \text{ cm}$ .

### III.3.6) Vérification a l'ELU :

#### a) -Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis:} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \rangle 1,93 \text{ cm}^2. \\ \text{En travée:} \quad A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \rangle 1,93 \text{ cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

#### b) -Espace des barres :

##### ▪ Armatures principales :

$$S_{t,\max} = 18 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

##### ▪ Armatures de répartition:

$$S_{t,\max} = 18 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### c)-Vérification de la contrainte d'adhérence : [BAEL 91/ART, A6.1, 3]

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

Avec:  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$$V_u^{\max} = 27,347 \text{ KN.m.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{27,347 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,240 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,240 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

#### d)-Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ ART.A.5-1.2) :

On doit avoir :  $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27,347 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,210 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0.210 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e)-Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1):**

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0.4 ls pour les ACIERS HA.

$$L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm Soit } L_r = 18 \text{ cm}$$

**f)-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :(BAEL 91/ ART. A 5-1.3.21) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{t28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 2.1 \times 0,9 \times 13 \times 100}{1,5} = 655,2 \text{ KN}$$

$$T_{u(\max)} = 27.347 \text{ KN} < \bar{T}_u = 655.2 \text{ KN} . \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**g)-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91/Art.A.5.1, 3,13) :**

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{T_u + \frac{M_t}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{27.347 + \frac{22.039}{0.9 \times 13}}{34.8} = 0.839 \text{ cm}^2.$$

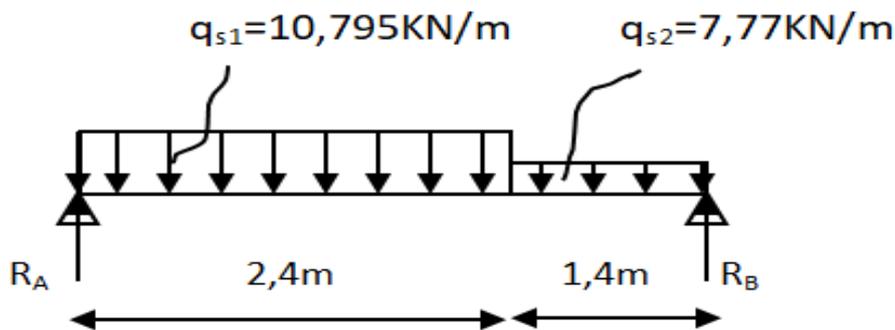
$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 0.839 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.7) Calcul a état limite de service :

#### a) Combinaison de charge :

**Paillasse :**  $q_{s1} = G+Q = 8.295+2.5=10.795 \text{ KN/ml.}$

**Palier :**  $q_{s2} = G + Q = 5.27+2.5= 7.77\text{KN/ml.}$



#### b) Combinaison de charge :

$$\Sigma F_H = 0 \quad R_A + R_B = (q_{s1} \times 2,4) + (q_{s2} \times 1,4) = (10,795 \times 2,4) + (7,77 \times 1,4)$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 36.786 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma M/B = 0 \quad R_A \cdot 3,8 - (q_{s1} \cdot 2,4 \cdot 2,6) - (q_{s2} \cdot 1,4 \cdot 0,7) = 0$$

$$R_A \cdot 3,8 - (10,795 \cdot 2,4 \cdot 2,6) - (7,77 \cdot 1,4 \cdot 0,7) = 0$$

$$3,8R_A - 74,975 = 0$$

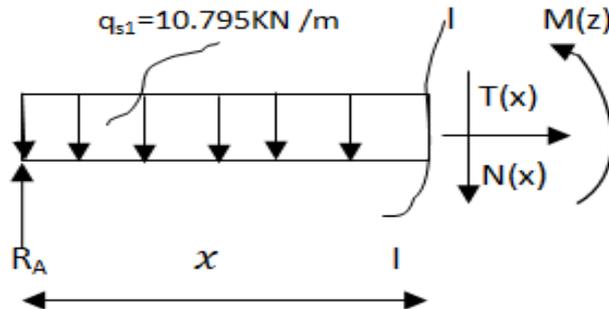
$$\mathbf{R_A = 19.731 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad -R_B \cdot 3,8 + (q_{s2} \cdot 1,4 \cdot 3,1) + (10,795 \cdot 2,4 \cdot 1,2) = 0$$

$$-3,8R_B + (7,77 \cdot 1,4 \cdot 3,1) + (10,795 \cdot 2,4 \cdot 1,2) = 0$$

$$3,8R_B + 64,811 = 0$$

$$\mathbf{R_B = 17.055 \text{ KN.}}$$

**c) Les efforts internes :****Tronçon1 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$ .**

$$\Sigma F_H = 0 \quad R_A - q_{s1} \cdot x - T(x) = 0$$

$$T(x) = -10,795 x + 19,731.$$

Pour  $x=0 \text{ m}$  :  $T(0) = 19,731 \text{ kN}$ .

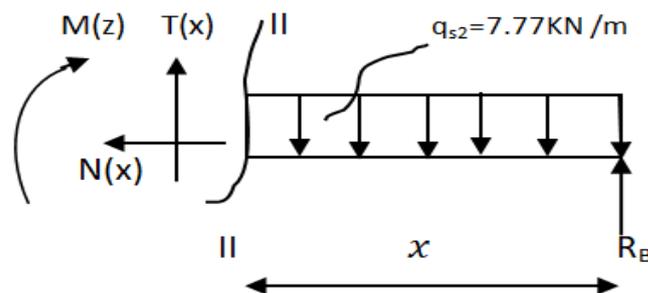
Pour  $x=2.4 \text{ m}$  :  $T(2,4) = -6,177 \text{ kN}$ .

$$\Sigma M_{/I-I} = 0 \quad R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x \cdot \frac{x}{2} - M_Z = 19,731x - (10,795x \frac{x}{2}) = 0$$

$$M_Z = -5.397 x^2 + 19,731 x$$

Pour  $x=0 \text{ m}$  :  $M_Z = 0 \text{ kN.m}$ .

Pour  $x=2.4 \text{ m}$  :  $M_Z = 16.267 \text{ kN.m}$ .

**Tronçon2 :  $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.8 \text{ m}$ .**

$$\Sigma F_H = 0$$

$$R_B - q_{s1}x + T(x) = R_B - 7.77x + T(x) = 0$$

$$T(x) = 7.77x - 17,055$$

Pour  $x=0\text{m}$  :

$$T(0) = -17,055\text{KN.}$$

Pour  $x=1,4\text{m}$  :

$$T(1,4) = -6,177\text{KN.}$$

$$\Sigma M/\Pi-\Pi = 0$$

$$-R_B \cdot x + q_{s2} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + M_Z = 0$$

$$-17,055x + 7,77x \cdot \frac{x}{2} + M_Z = 0$$

$$M_Z = -3.885x^2 + 17,055x$$

Pour  $x=0\text{m}$  :

$$M_Z = 0\text{KN.m.}$$

Pour  $x=1,4\text{m}$  :

$$M_Z = 16,267\text{KN.m.}$$

Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow Ty=0 \longrightarrow -10,795x + 19,731 = 0$$

$$x = \frac{19,731}{10,795}$$

$$x = 1,827\text{m.}$$

$$M_z^{\max} = -5.397(1,827)^2 + 19,731 \cdot 1,827$$

$$M_z^{\max} = 18,033\text{KN.m}$$

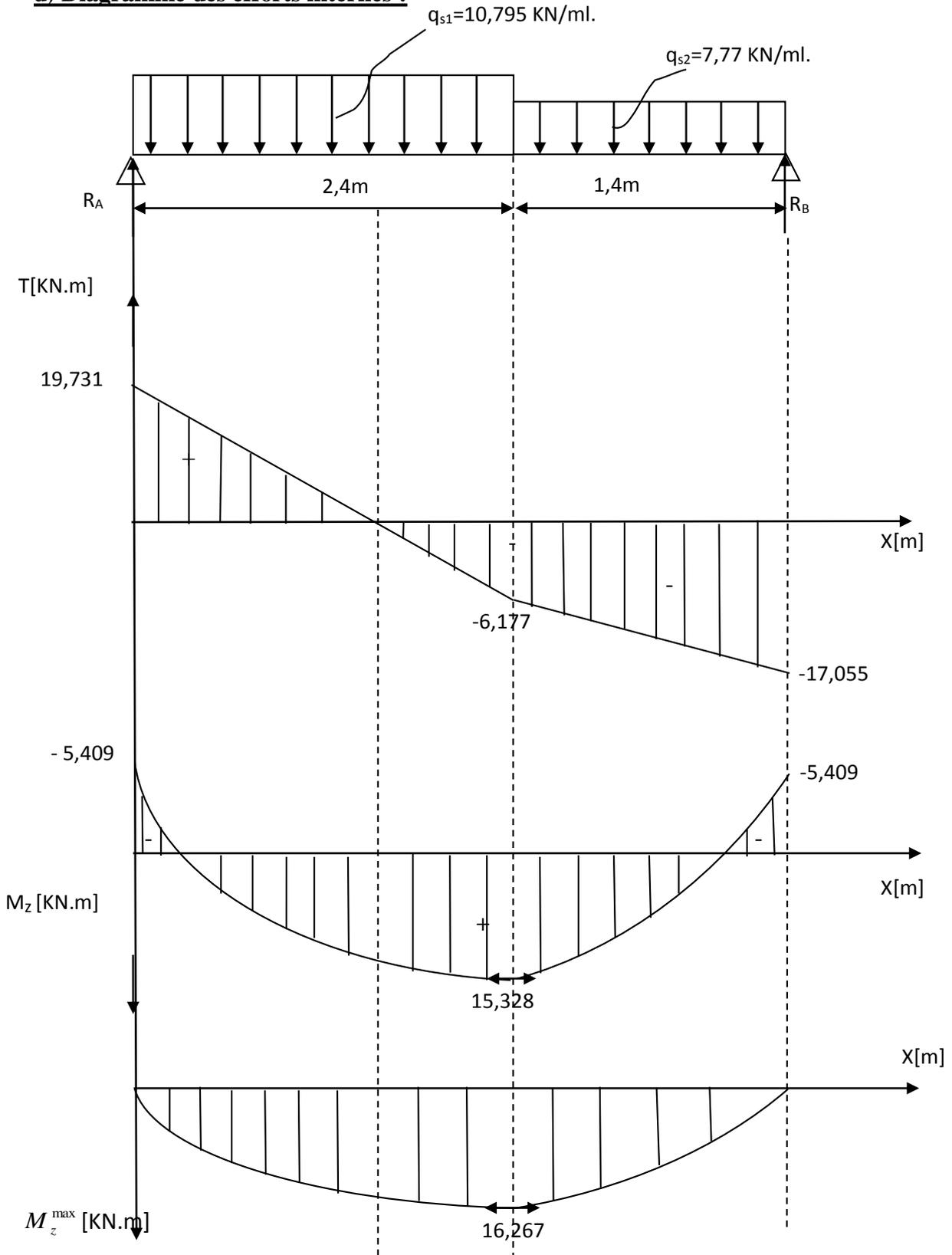
Au appuis :

$$M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3(18,033) = 5,409\text{KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85(18,033) = 15,328\text{KN.m.}$$

**d) Diagramme des efforts internes :**



**Figure III.3.8 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.**

### III.3.8) Vérification a l'ELS :

#### a) L'état limite à la résistance à la compression du béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 15,328 \text{ KN.m} , A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{15,328 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 232,131 MPa .$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,0289$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,0289 \cdot 232,131 = 6,708 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **Appuis A:**

$$M_a = 5,409 \text{ KN.m} , A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,174$$

$$\rho = 0,174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,932. \\ K_1 = 58,53. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{5,409 \times 10^3}{0,932 \times 13 \times 3,14} = 82,535 MPa.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,017 \cdot 82,535 = 1,403 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

### **b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures:**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

### **c) Vérification de la flèche Art B651 BAEL83:**

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left[ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

#### **Avec :**

**h** : hauteur totale (15 cm).

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 3,8 m).

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 15,328KN.m).

**M<sub>0</sub>**: moment max de la travée isostatique.

**A** : section des armatures.

**b** : largeur de la section.

**d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0,039 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire, pour cela il n'y a pas lieu de passer à la vérification des autres conditions.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_V \cdot I_V} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = \max(10,79; 7,70) = 10,795 \text{ KN/m.}$$

$$E_V = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

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

**Tell que:** 
$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + 15 \cdot 5,65 \cdot 13 = 12351,75 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,794 \text{ cm.}$$

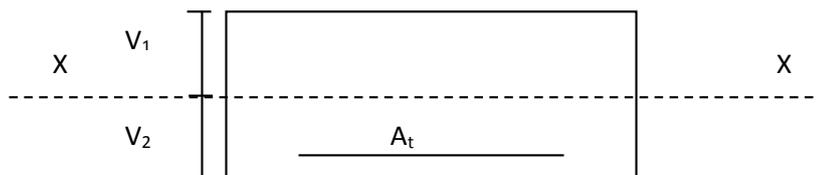
$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,794 = 7,206 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (7,794^3 + 7,206^3) + 15 \cdot 5,65 (7,206 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551,585 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_V \cdot I_V} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,795 \cdot 10^3 \cdot 3,8^4}{10818,86 \cdot 10^6 \cdot 30551,585 \cdot 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{3,8}{500}$$

$$f = 0,0056 \text{ m.} \leq \bar{f} = 0,0076 \text{ m.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



**Conclusion :**

Le ferrailage des escaliers est comme suit :

**▪ Aux appuis :**

-Armature principale :  $A_s=4HA10=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St=25\text{cm}$ .

-Armature de répartition :  $A_r=4HA8=2,01\text{cm}^2$  avec  $St=25\text{cm}$ .

**▪ En travées :**

-Armature principale :  $A_t=5HA12=5,65\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St=20\text{cm}$ .

-Armature de répartition :  $A_r=4HA8=2,01\text{cm}^2$  avec  $St=25\text{cm}$ .

**III.3.9) Plan de ferrailage de l'escalier :**



### III.4) Le balcon :

Notre bâtiment est constitué d'un seul type de balcon, qui est considérée comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine.

Le calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi- encastrée à ses extrémités pour une bande de 1 m de longueur sous les sollicitations G et Q (charges et surcharges verticales) revenant aux portes à faux.

#### III.4.1) Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1,30}{10} = 13cm.$$

On prend :  $ep=15cm.$

#### Avec :

L : Largeur de balcon (1.30 m).

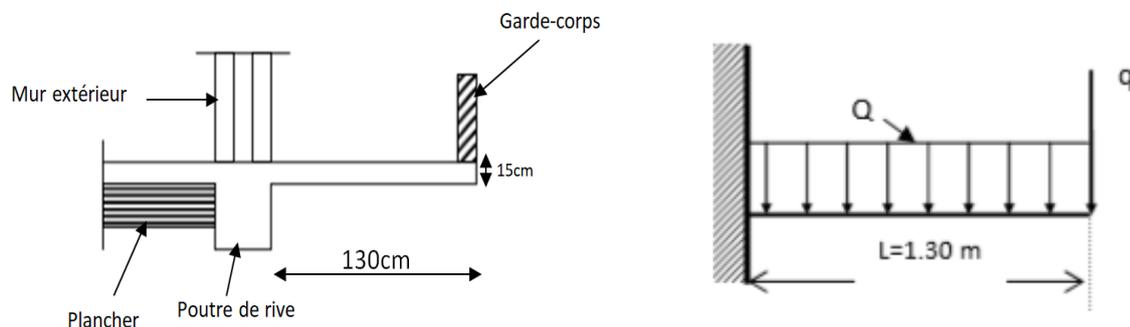


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon.

#### III.4.2) Détermination des charges et surcharges :

##### a) Charges permanent :

Elément	Epaisseur(m)	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose (2cm). Poids	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Dalle plein en béton armée	0,15	25	3,75
Enduit en mortier de ciment.	0.02	18	0.36
			$G_1=5,27$

**b) Garde-corps :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge(KN/m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	09	0,1	0,90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0,02	0,72
			G <sub>2</sub> =1,62

**c)-Surcharge d'exploitation :**

**Q = 3,5[KN/m<sup>2</sup>]. (donnée par le DTR BC2.2)**

**Remarque :**

-charge due à la main courante Q= 1KN/ml.

-Le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

**III.4.3) Calcul à l'ELU :**

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1m .la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Le balcon travaille en flexion composée.

**a) Combinaison de charges :**

-Dalle :  $q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) = (1.35 \times 5,27 + 1.5 \times 3.5) = 12,364 \text{ KN /m.}$

-Garde-corps :  $q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m.}$

**b) Calcul des moments fléchissant :**

-Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est:

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot L^2}{2} = \frac{12,364 \cdot 1,30^2}{2} = 10,447 \text{ KN.m.}$$

-Le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  est:

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot L = 1,62 \cdot 1,30 = 2,106 \text{ KN.m.}$$

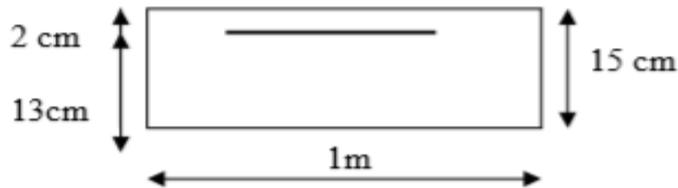
-Le moment total est:

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 10,447 + 2,106 = 12,553 \text{ KN.m.}$$

**c) Ferrailage :**

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 13\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; M_u = 12,553 \text{ KN.m.}$$



- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,553 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \text{ section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,052 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,553 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,851 \text{ cm}^2.$$

**Soit:**

$$A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

**Soit:**

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

**d) Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91, Art A.4.2):**

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification au Contrainte de cisaillement (BAEL 91, Art A.5) :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \bar{\tau}_u$$

$$v_u^{\max} = qu_1 \cdot L + qu_2 \cdot a = 12,364 \times 1,30 + 2,187 = 18,260 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{18,260 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,140 \text{ MPa}.$$

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

$$\tau_u = 0,140 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art. A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

**Avec:**

Σu<sub>i</sub>: Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{18,250 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,241 \text{ MPa}.$$

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

$$\tau_{se} = 1,241 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

▪ **Vérification espacement des barres (BAEL 91, Art A.8.2, 42):**

• **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}.$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Ancrage des barres :(BAEL91, Art 6.1, 23):**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi suivant :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,733 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal, la longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

$$l_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

**III.4.4) Vérification à l'ELS :**

**a) Combinaison des charges :**

- Dalle :  $q_{s1} = G_1 + Q = 5,27 + 3.5 = 8,77 \text{ KN/ml.}$
- Garde-corps :  $q_{s2} = G_2 = 1,62 \text{ KN/ml.}$

**b) Calcul du moment :**

$$M_s = \left( \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \cdot L \right) = \left( \frac{8,77 \times (1,30)^2}{2} + 1,62 \cdot 1,30 \right) = 9,516 \text{ KN.m.}$$

**c) vérification à l'ELS :**

▪ **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,516 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0.039 \rightarrow \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,052 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,553 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.831 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{ELU} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{ELS} = 2,831 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

▪ **Vérification de la contrainte des aciers :**

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho_1 = 0,219 \quad \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29 ; K = \frac{1}{K_1} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9,516 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 277,870 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 277,870 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ .....La section d'acier est vérifiée.

▪ **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,020 \cdot 277,87 = 5,557 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5,557 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5.2):**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,115 > \frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{9,516}{10 \times 12,553} = 0,075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Les balcons seront ferrailés comme suit :

✚ Armature principale : 4HA10=3.14 cm<sup>2</sup> avec : St=25cm.

✚ Armature secondaire : 4HA10=3.14 cm<sup>2</sup> avec : St=25cm.

**III.4.5) Plan de ferrailage du balcon :**

### III.5) Calcul de la poutre palière :

#### III.5.1) Définition :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

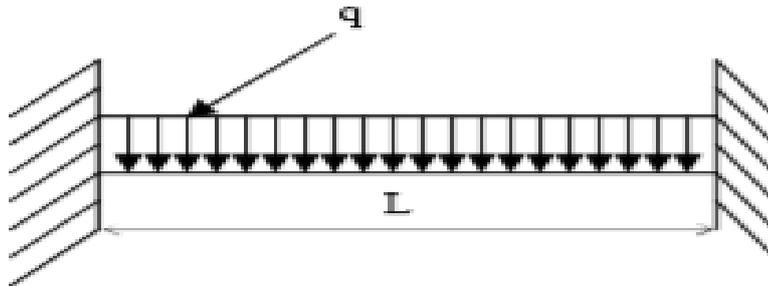


Fig III.5.1: Schéma statique de la poutre palière.

#### III.5.2) Pré dimensionnement (RPA99 modifié 2003(Art 7.5.1):

- Hauteur :

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

$$\frac{290}{15} \leq ht \leq \frac{290}{10}$$

$$19,33\text{cm} \leq ht \leq 29\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **ht = 30cm**.

Avec :

$L_{\max}$  : La longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

ht : Hauteur de la poutre.

- Largeur:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30\text{cm}.$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **b = 25cm**.

**Avec:**

**b** : La largeur de la poutre.

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003):**

Selon le RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}. \\ ht = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}. \\ \frac{ht}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc:**

La poutre palière aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

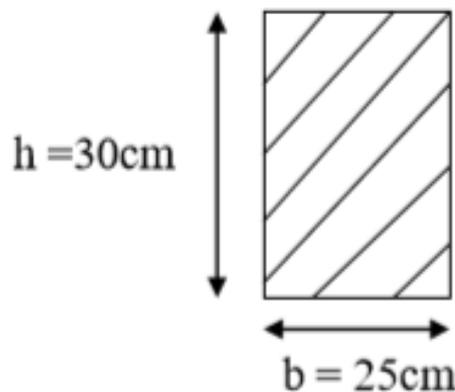


Figure III.5.2: Section de la poutre palière.

**III.5.3) Détermination des charges et des surcharges :**

- **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :

$$Pp = \rho \times V = 25(0.25 \times 0.3) = 1.875\text{KN/m}$$

-L'effort tranchant à l'ELU :

$$Tu = 23,737 \text{ KN.}$$

-L'effort tranchant à l'ELS :

$$Ts = 17,055 \text{ KN.}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

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

### **III.5.4) Combinaisons des charges et surcharges:**

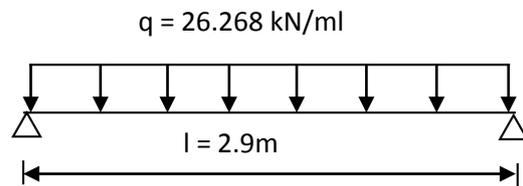
- Etat limite ultime :  $q_u = 1,35 G + T_u = 1,35 \times 1.875 + 23.737$

$$q_u = 26.268 \text{ KN/m.}$$

- Etat limite de service :  $q_s = G + T_s = 1,875 + 17.055$

$$q_s = 18.93 \text{ KN/m.}$$

### **III.5.5) Calcul des efforts internes à l'ELU :**



#### **-Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{26.268 \times 2.9}{2} = 38.088 \text{ KN.}$$

#### **-Moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{26,268 \times 2,9^2}{8} = 27,614 \text{ KN.m.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, les moments corrigés sont:

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -8.284 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 23.471 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

\* A l'ELU

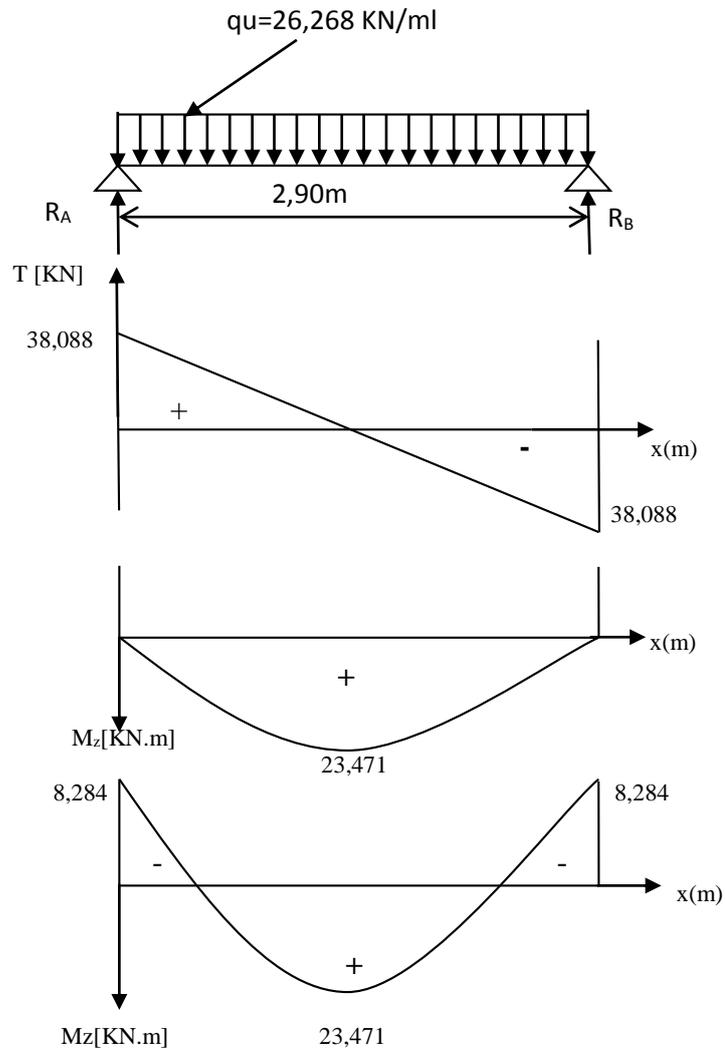


Fig. 5.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### III.5.6) Calcul des armatures :

#### a)- Armatures principales :

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

- Aux appuis :  $M_a = 8,284\text{ KN.m}$ .

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,284 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu_u = 0.037 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.037 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.284 \times 10^3}{0.982 \times 28 \times 348} = 0.865 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $M_t = 23.471 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.471 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.105$$

$$\mu_u = 0.105 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA.$$

$$\mu_u = 0.105 \longrightarrow \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23.471 \times 10^3}{0.945 \times 28 \times 348} = 2.548 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

### **b)-Armatures transversales :**

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

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = \min \{0.857, 2.5, 12\} = 8.57 \text{ mm.}$$

On choisit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.

## **III.5.7-Vérification à l'ELU :**

### **1)-Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2$ .
  - En travée :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2$ .
- }  $\Rightarrow$  Alors la condition est vérifiée.

## 2)-Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 91/ART, A6.1, 3):

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

**Avec:**  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$$V_u^{\max} = 38,088 \text{ KN.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{38,088 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,337 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

## 3-Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ ART.A.5-1.2) :

On doit avoir :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30,088 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,429 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0,429 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## 4-Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

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

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0.4 ls pour les ACIERS HA.

$$L_C = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm Soit } L_r = 18 \text{ cm}$$

**6)-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :(BAEL 91/ ART.****A 5- 1.3.21) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{t28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 2,1 \times 0,9 \times 25 \times 28}{1,5} = 352,8 \text{KN.}$$

$$T_{u(\max)} = 30,088 \text{KN} < \bar{T}_u = 655,2 \text{KN} . \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**7)-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91/Art.A.5.1, 3,13) :**

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{T_u + \frac{M_t}{0,9d}}{\sigma_s} = \frac{30,088 + \frac{26,77}{0,9 \times 28}}{34,8} = 0,895 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{cm}^2 \geq 0,895 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

**8)Espacement des armatures transversales:**

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

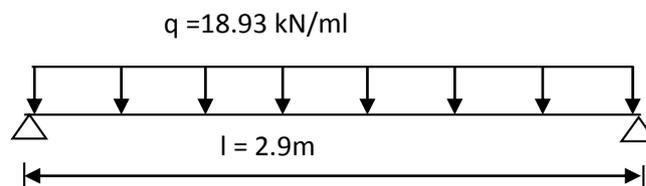
**✚ Dans la zone nodale:**

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5, 14,4, 30) = 7,5 \text{ cm Soit : } St=7,5 \text{ cm .}$$

**✚ Dans la zone nodale:**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm .}$$

Soit : St=15cm.

**III.5.9-Calcul des efforts internes à l'ELS:****-Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{18,93 \times 2,9}{2} = 27,448 \text{KN.}$$

**-Moments isostatique :**

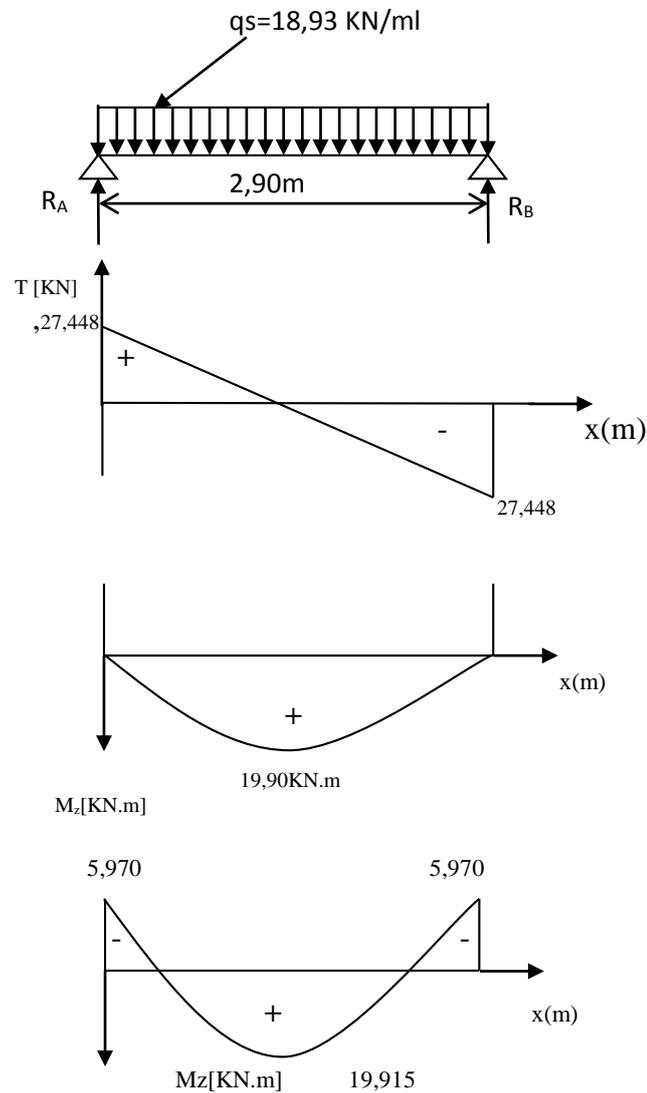
$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{18,93 \times 2,9^2}{8} = 19,90 \text{ KN.m.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -5,970 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 16,915 \text{ KN.m.}$$

**\*A l'ELS :**



**Fig 5.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.**

### **III.5.10-vérification à l'ELS :**

#### **1)-Etat limite de résistance à la compression [BAEL91/Art.4.5,2] :**

On doit avoir :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 16.915 \text{ KN.m}, A_t = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0,484.$$

$$\rho = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{16.915 \times 10^3}{3.39 \times 0.895 \times 28} = 199.109 \text{ MPa}.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32.62} = 0.030$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 6.103 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **Appuis A:**

$$M_a = 5.970 \text{ KN.m}, A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484.$$

$$\rho = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895. \\ K_1 = 32.62. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5.970 \times 10^3}{3.39 \times 0,895 \times 28} = 70.273 \text{ MPa}.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32.62} = 0.030$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 2.108 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

**2)-Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**3)-Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.115 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{16.915}{10 \times 19.90} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>

Travées : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>.

**III.5.11) Plan de ferrailage de la poutre palière :**

### **III.6) Poutre de chaînage :**

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

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

#### **III.6.1) Dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur :**

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

**Avec :**

**L<sub>max</sub> :** Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

**h<sub>t</sub> :** Hauteur de la poutre

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \quad 28,67 \leq h_t \leq 43$$

On prend : h = 30 cm (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

- **Largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend b=20cm.

▪ **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\begin{array}{l}
 h_t \leq 30 \text{ cm} \\
 b \geq 20 \text{ cm} \\
 \frac{h_t}{b} \leq 4 \text{ cm}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \\
 b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\
 \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4
 \end{array}
 \right.
 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.6.2) Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :  $G1 = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .

- Poids du mur (double cloison) :  $G2 = (3,06 - 0,20) \times 2,36 = 6,749 \text{ KN/ml}$ .

- Poids du plancher :  $G3 = (5,56 \times 0,65/2) = 1,807 \text{ KN/ml}$ .

**On aura:  $GT = 10.056 \text{ KN/ml}$ .**

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \times (0,65/2) = 0,812 \text{ KN/ml.}$$

### III.6.3) Combinaisons de charges :

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,056 + 1,5 \times 0,812 = 14,793 \text{ KN/ml}$ .

**ELS:**  $q_s = G + Q = 10,056 + 0,812 = 10,868 \text{ KN/ml}$ .

### III.6.4) Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

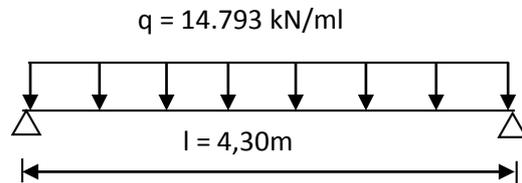


Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre de chaînage (ELU).

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,793 \times 4,3^2}{8} = 34,190 \text{ KN.m.}$$

- **Correction des moments :**

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

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 34,190 = 10,257 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 34,190 = 29,061 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,793 \times 4,3}{2} = 31,804 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} TY(0) = R_A = 31,804 \text{ KN.} \\ TY(3.46) = -R_B = -31,804 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

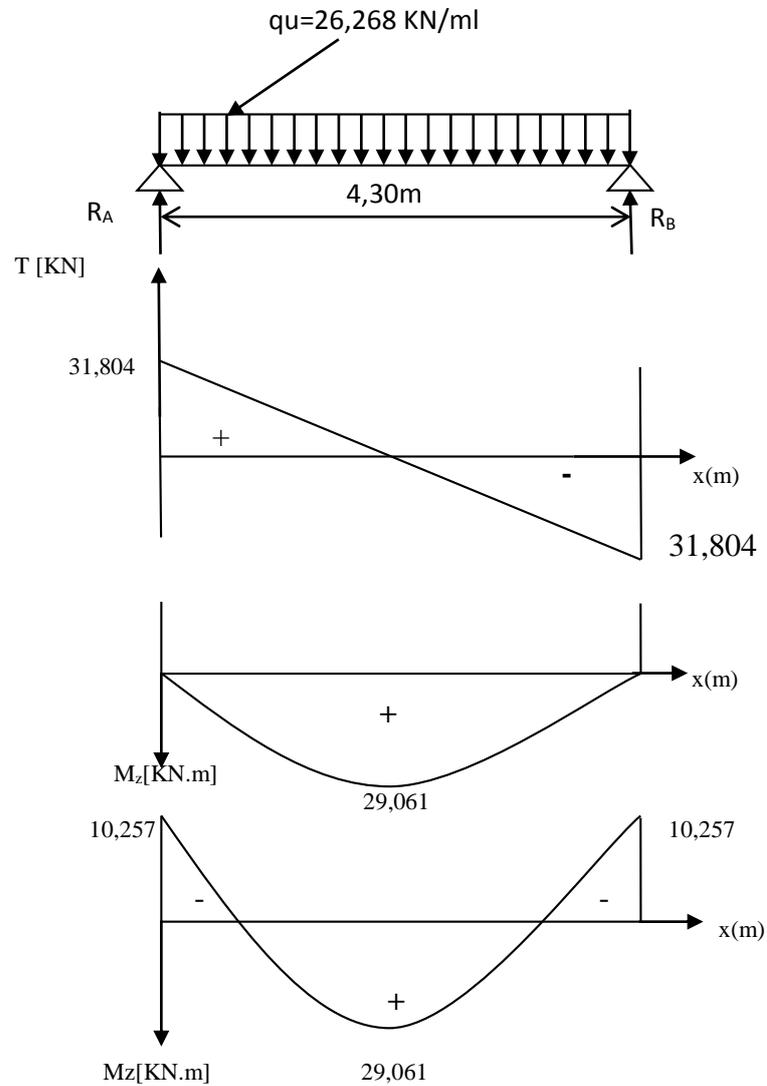


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### III.4.5) Calcul des armatures a l'ELU:

➤ **Armatures longitudinales:**

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

- Aux appuis:  $M_a = 10,257\text{ KN.m}$ .

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,257 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\mu_u = 0,046 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,046 \longrightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,875 \times 10^3}{0,976 \times 28 \times 348} = 0,933 \text{ cm}^2$$

**Soit:**

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $M_t = 29,061 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,061 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,130$$

$$\mu_u = 0,130 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow SSA.$$

$$\mu_u = 0,130 \longrightarrow \beta = 0,930$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29,061 \times 10^3}{0,930 \times 28 \times 348} = 3,206 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales :**

- Aux appuis:

$$A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- En travée :

$$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

### III.4.6) Vérification à l'ELU :

#### 1)-Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2$ .
  - En travée :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2$ .
- }  $\Rightarrow$  Alors la condition est vérifiée.

#### 2)-Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 91/ART, A6.1, 3):

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

**Avec:**  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$$V_u^{\max} = 31,804 \text{ KN.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{31,804 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,116 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

#### 3-Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ ART.A.5-1.2) :

On doit avoir :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31,804 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,567 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0.567 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### **4-Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :**

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

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale  $0.4 l_s$  pour les ACIERS HA.

$$L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm Soit } L_r = 18 \text{ cm}$$

#### **6)-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :(BAEL 91/ ART. A 5- 1.3.21) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{t28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 2.1 \times 0,9 \times 20 \times 28}{1,5} = 282,24 \text{ KN.}$$

$$T_{u(\max)} = 31,804 \text{ KN} < \bar{T}_u = 282,24 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

#### **7)-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91/Art.A.5.1, 3,13) :**

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{T_u + \frac{M_t}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{31,804 + \frac{29,061}{0.9 \times 28}}{34.8} = 0.947 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0.947 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**8)-Armatures transversales :**

- **Diamètre :**  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 12 \right\} = 8.57 \text{ mm.}$$

On choisit 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

$$s_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(25.2\text{cm}, 40\text{cm}) = 25.2\text{cm}.$$

Soit :  $s_t = 10\text{cm}$

- **Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

En appuis :  $st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7.5, 14.4, 30)$

$$St=7.5 \text{ cm}$$

En travée :  $st \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$

$$St=15\text{cm}$$

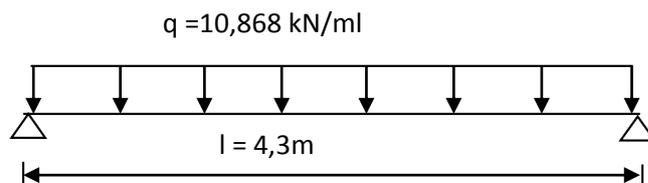
**III.4.7)Calcul des efforts internes à l'ELS:**

Figure III.6.3: Schéma statique de la poutre de chaînage (ELS).

▪ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,868 \times 4,3^2}{8} = 25,118 \text{ KN.m.}$$

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

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 25,118 = 7,535 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 25,118 = 21,704 \text{ KN.m.}$$

▪ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{10,868 \times 4,3}{2} = 23,366 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \text{TY (0)} = R_A = 21,366 \text{ KN.} \\ \text{TY (3.46)} = - R_B = - 21,366 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

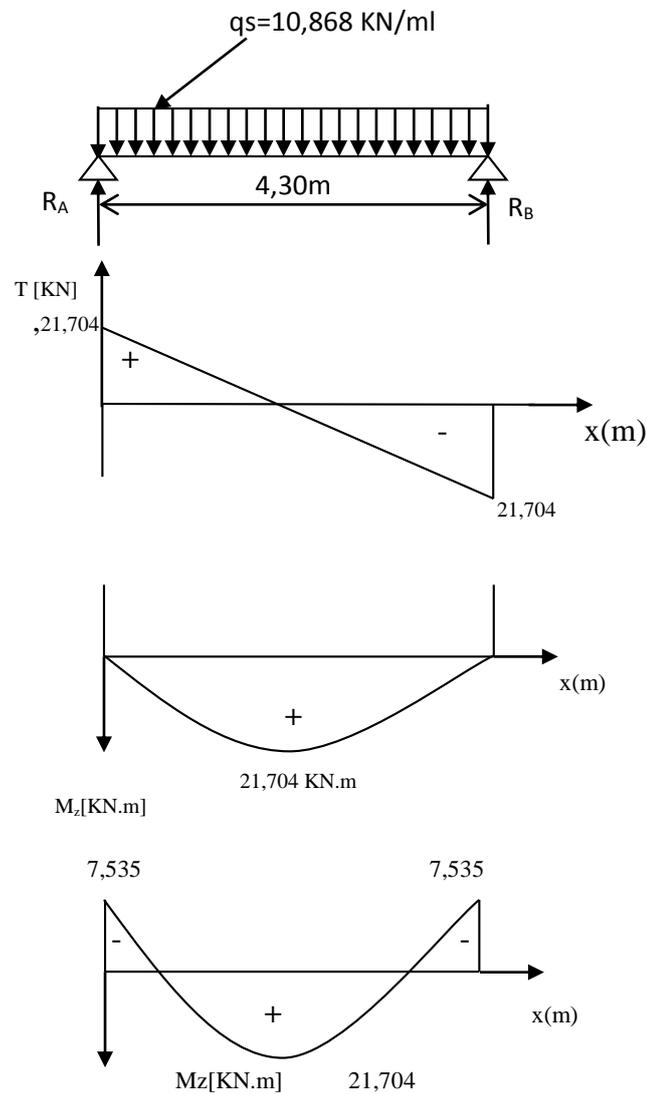


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.4.9) vérification à l'ELS :

#### 1)-Etat limite de résistance à la compression [BAEL91/Art.4.5,2] :

On doit avoir :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K\sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 21,704 \text{ KN.m}, A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0,605.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0,484.$$

$$\rho = 0.605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{21,704 \times 10^3}{3.39 \times 0.885 \times 28} = 258.368 \text{ MPa}.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,48} = 0.035$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 9,042 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **Appuis A:**

$$M_a = 7,535 \text{ KN.m}, A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho = 0.605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{7,535 \times 10^3}{3.39 \times 0,885 \times 28} = 89,697 \text{ MPa}.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,48} = 0.035$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3,139 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

### **2)-Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures:**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

### **3)-Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.069 < \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{21,704}{10 \times 25,118} = 0.086 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

#### ▪ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s \cdot L^4}{384E_y I_0} < \overline{f}$$

#### **Avec:**

$E_y$ : module d'élasticité longitudinal défère du béton

$$E_y = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{Mpa}$$

$$q_s = 10868 \text{ kN/m}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}.$$

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

**Avec :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

**et :**

$$S_{xx} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15A_t \cdot d = 10423,8 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 650,85 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = 16,015 \text{ cm}.$$

$$V_2 = 13,984 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{20}{3} (16,015^3 + 13,984^3) + 153,39 (13,984 - 2)^2$$

$$I_0 = 52917,110 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \cdot 10,868 \cdot 4,3^4 \cdot 10^5}{384 \cdot 10818,86 \cdot 52917,110} = 0,008$$

$$f = 0,008 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

$$\text{Appuis : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Travées : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>.

### **III.4.10) Ferrailage de la poutre de chaînage :**

# *Chapitre IV*

## *Modélisation de la structure*



## **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. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

### **IV.1) Principes de la méthode des éléments finis:**

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème.

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

### **IV.2)Description du logiciel ETABS :**

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments, grâce à une interface graphique unique avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. 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 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).

### **Terminologie :**

Grid line : ligne de grille.

Joints :noeuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile.

Element : élément.

Restraints : degrés de liberté (DDL).

Loads : charge.

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Define : définir.

Material : matériaux.

Concrete : béton.

Steel:acier.

Frame section : coffrage.

Column : poteau.

Beam : poutre.

Response specrum : spectre de réponse.

### **IV.3)Etapas de modélisation :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0



Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### **IV.3.1) Introduction de la géométrie du modèle :**

#### **a. Choix des unités :**

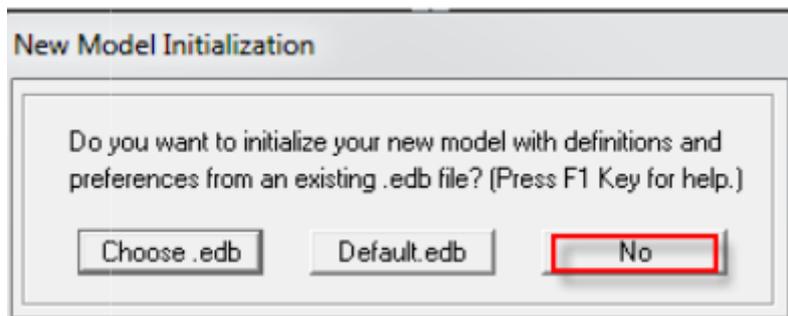
La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS .Au bas de l'écran, on sélectionne Kn-m (kN:kilo Newton, m : mètre) comme unités de base pour les forces et déplacements :



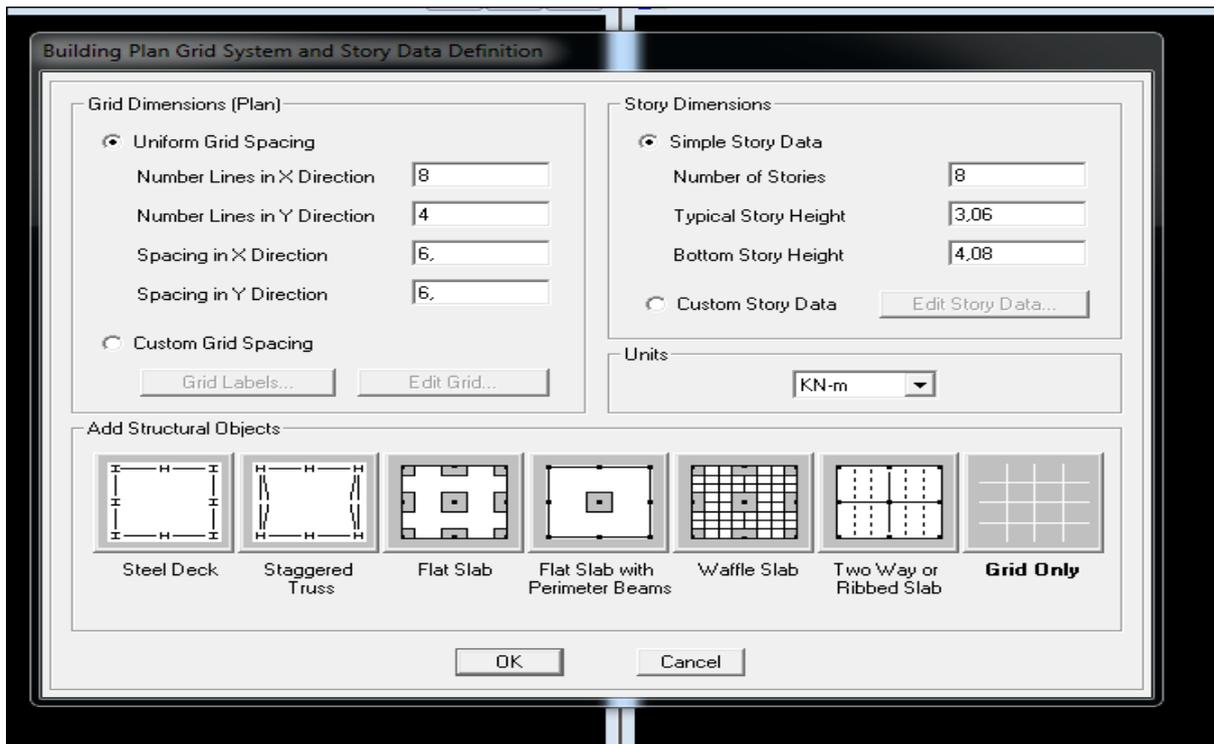
**Figure IV.1: Choix de l'unité de base.**

#### **b. Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** ➔ **New model**.  
Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **No**.



**Figure IV.2 :Choix d'une surface de travail.**



**Figure IV.3: Introduction de données de base de la structure.**

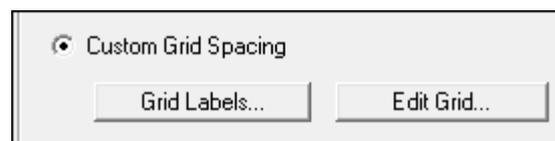
Les fonctions qui s'affichent dans la figure (V.3) permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- 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.

### **C. Modification de la géométrie de base:**

#### ➤ **Lignes et travées :**

Nous cliquons sur **Custom Grid** ➔ **Edit Grid**



**Figure IV.4 : Modification de la géométrie de base.**

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

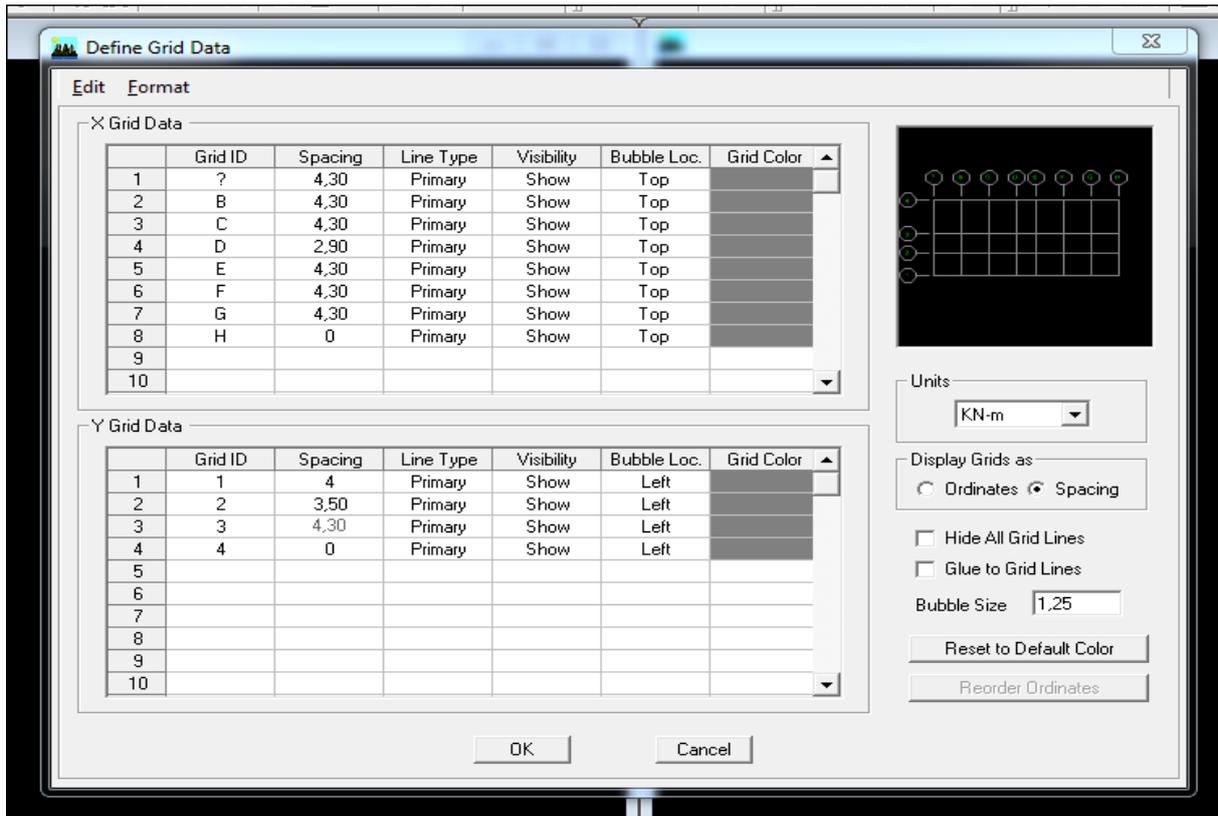


Figure IV.5: Introduction des données de la structure.

➤ **Étages :**

Nous introduisons sur **story dimensions**, le nombre de planchers que nous avons (Number of stories) puis, **Custom Story Data** ➔ **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages.

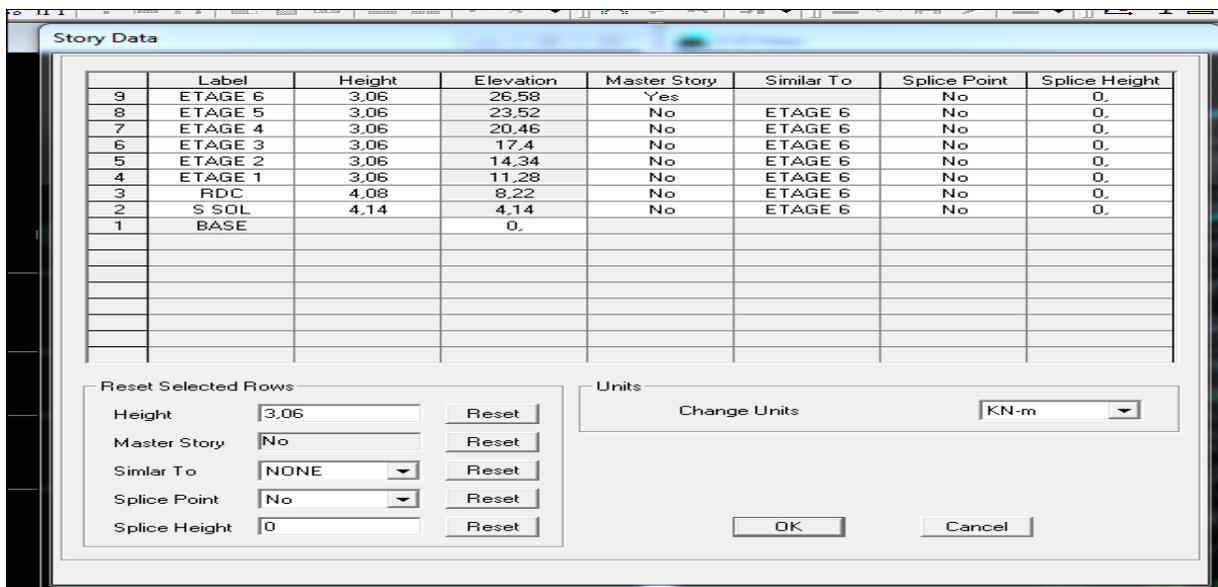
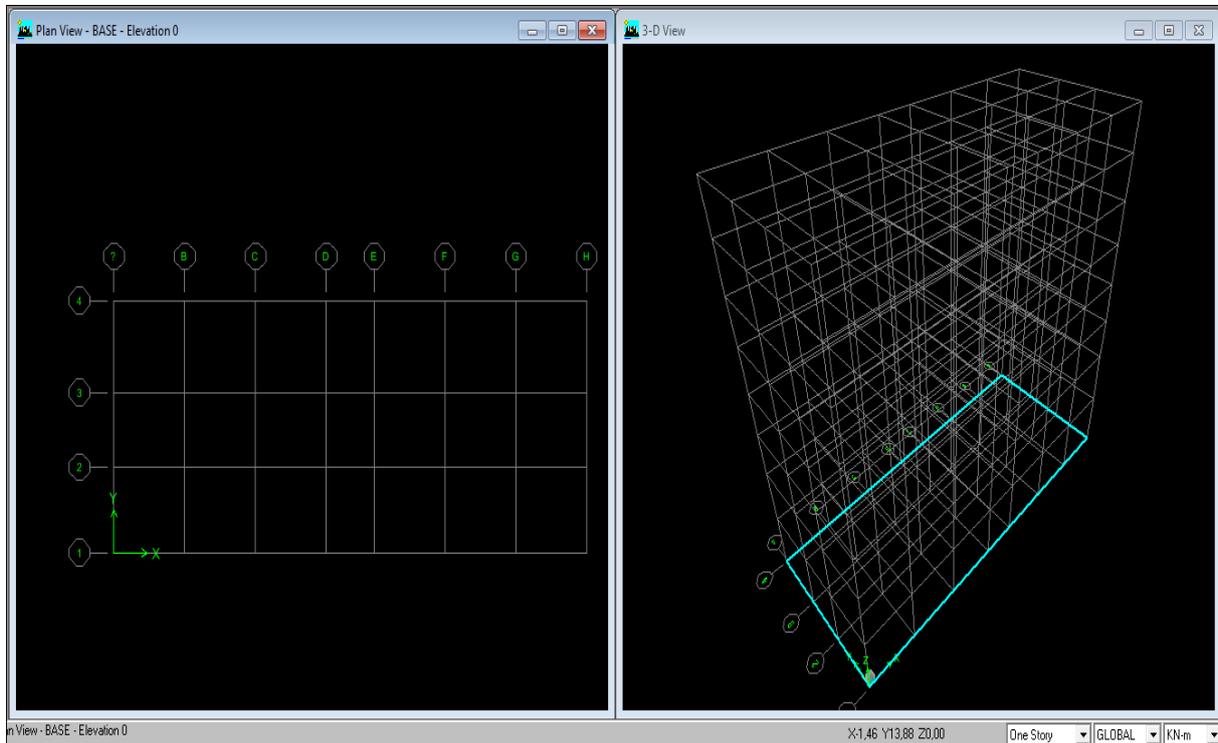


Figure IV.6: Introduction des hauteurs de la structure.

**N.B :** Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure .

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (figure V.6) nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure (V.7).



**Figure IV.7: Esquisse de la structure en système d'axes.**

### **IV.3.2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :**

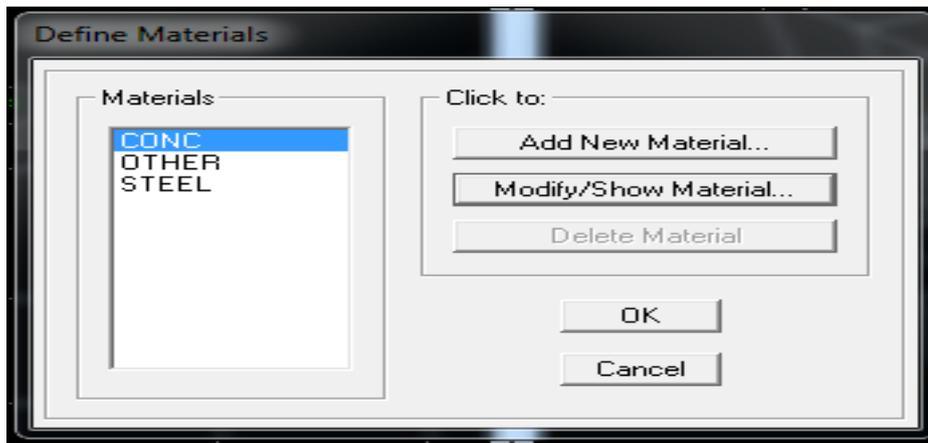
La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

**Define → Material properties → CONC → Modify /Show Material,**

Et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Dans la boîte de dialogue, qui apparait, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés comme dans la (figure V.8)



- Masse per unit volume (mass e volumique du béton)
- Weight per unit volume (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity (Module de Young)
- Specified concrète comp stre nght (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf,Yield Stress ( contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux)

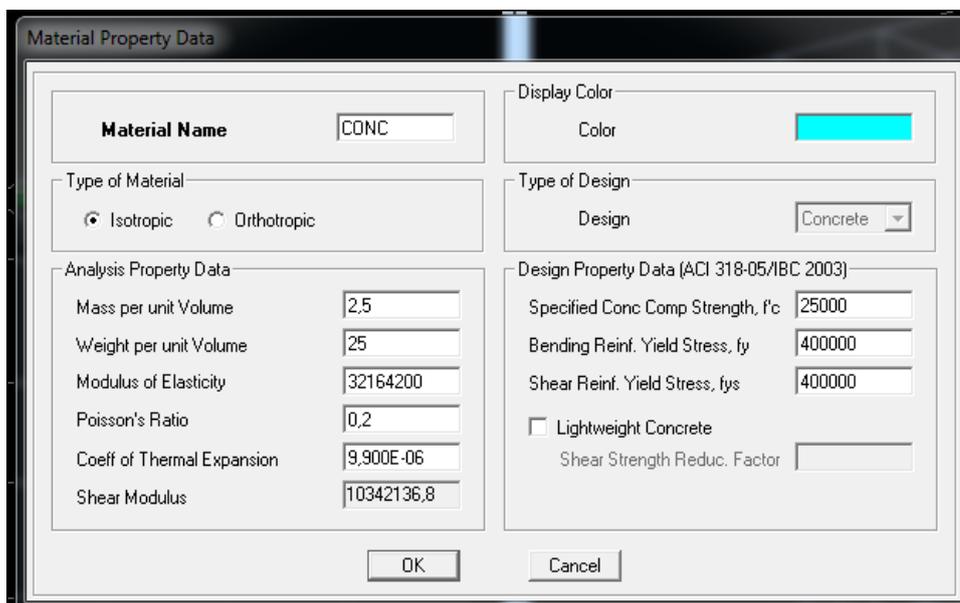


Figure IV.8 : Définition du matériau « Béton ».

### IV. 3.3) Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure (poutre, poteaux, dalle, voile...) puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

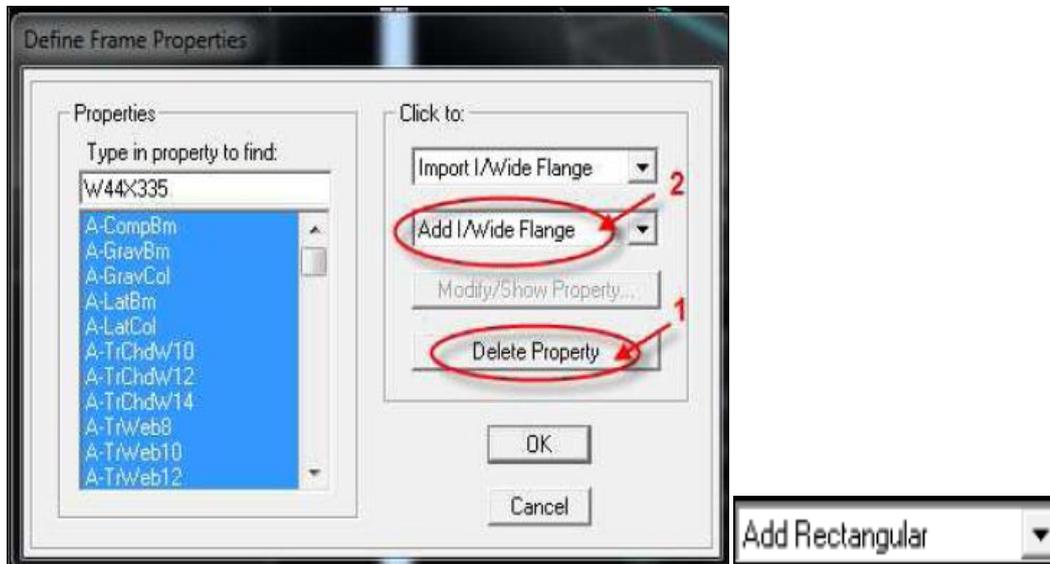
• **Poutres, Poteaux** : Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS).procédons comme suit :

**Define** ➔ **Frame sections**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur :

**Delete Property.**

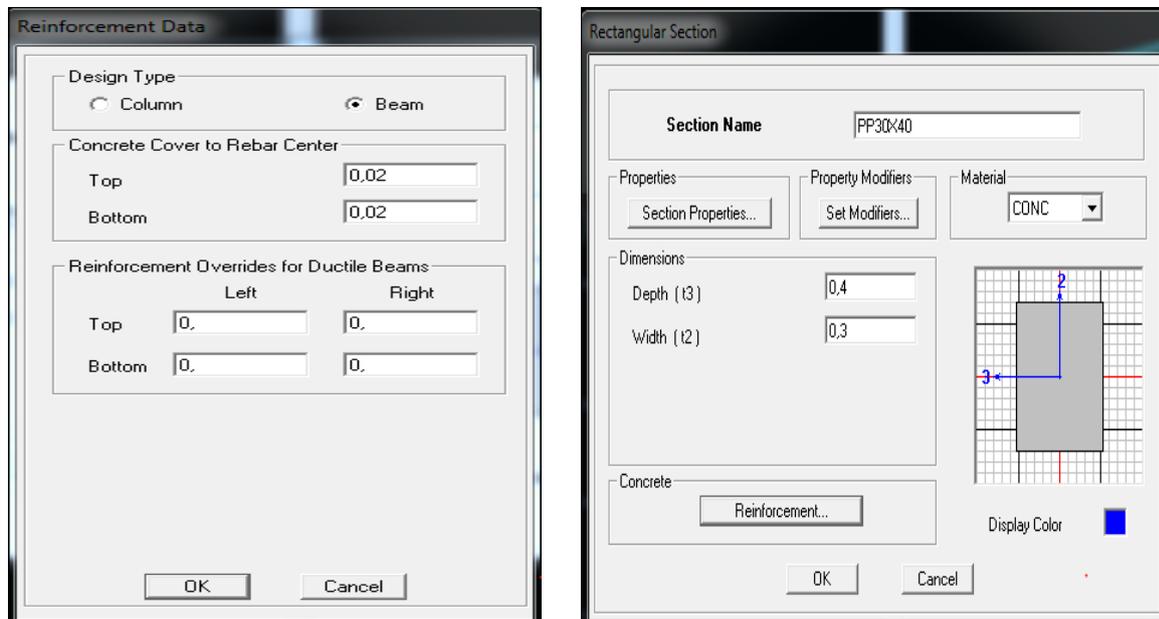
Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** ➔ **Add rectangular.**



**Figure IV.9 : Introduction des propriétés des éléments.**

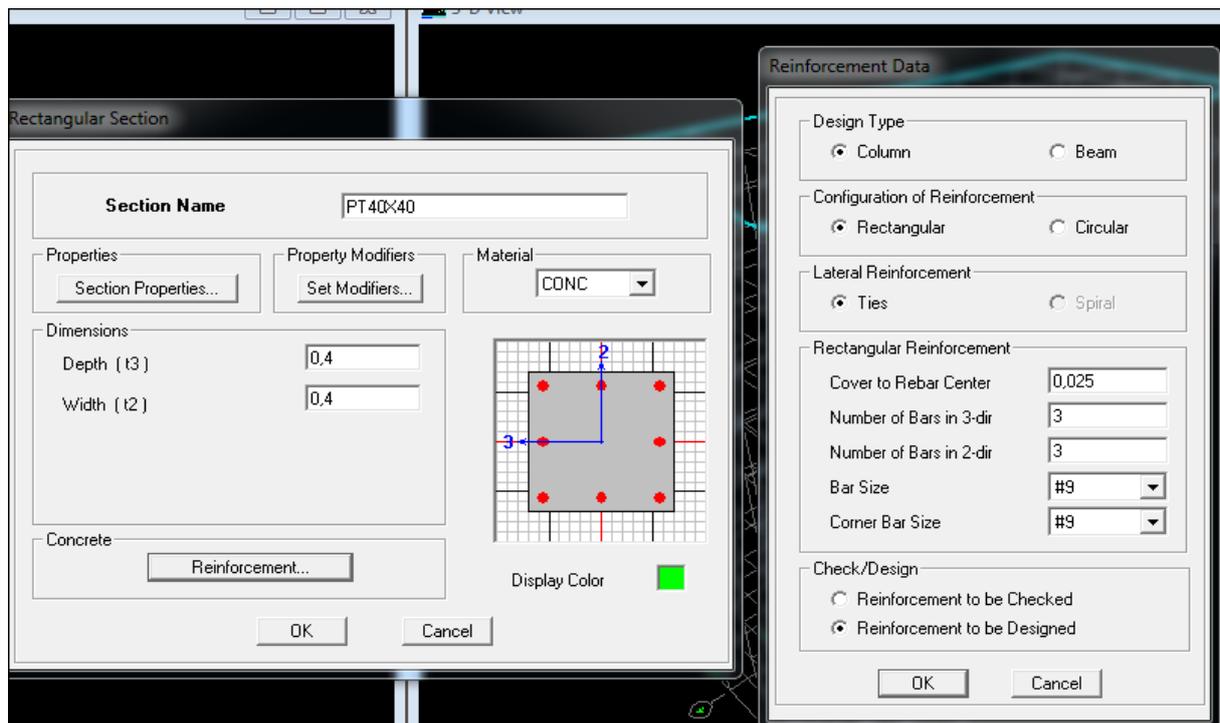
Dans la fenêtre qui s’affiche nous introduisons les dimensions de l’élément ,

Puis sur : **Reinforcement** ➔ **Beam.**



**Figure IV.10 : Définition de l’élément « Poutre ».**

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

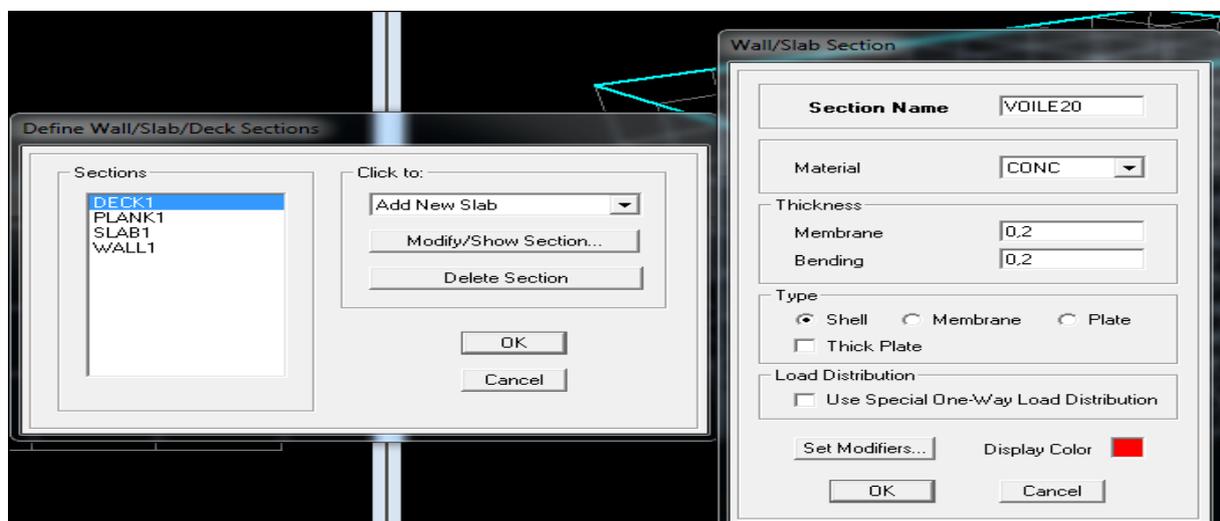


**Figure IV.11 : Définition de l'élément « Poutre ».**

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

➤ Voile :

Define ➡ wall/slab/deck sections ➡ Add new wall (voile)



**Figure IV.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».**

➤ Dalle pleine :

Define ➔ wall/slab/deck sections ➔ Add new slab ( Dalle pleine)

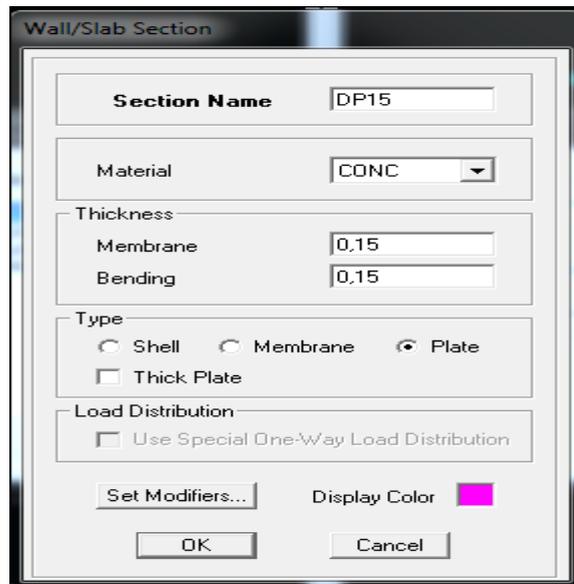


Figure IV.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

#### IV.3.4) Définition des Charges statiques (G, Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée. La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define ➔ Static Load Cases.

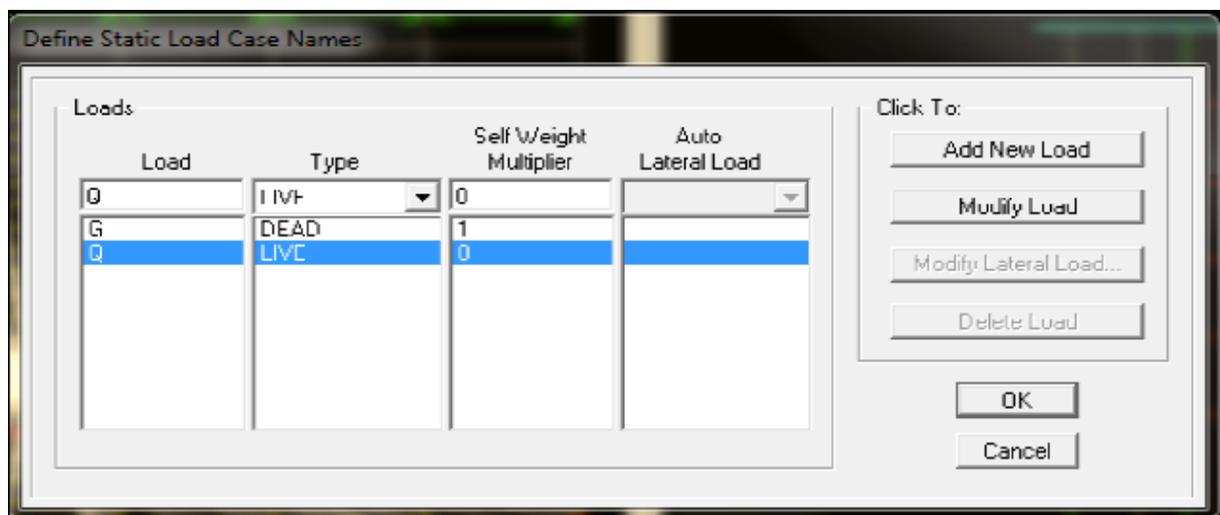


Figure IV.14: Définitions des charges et surcharges statiques.

### **IV.3.5) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003 :**

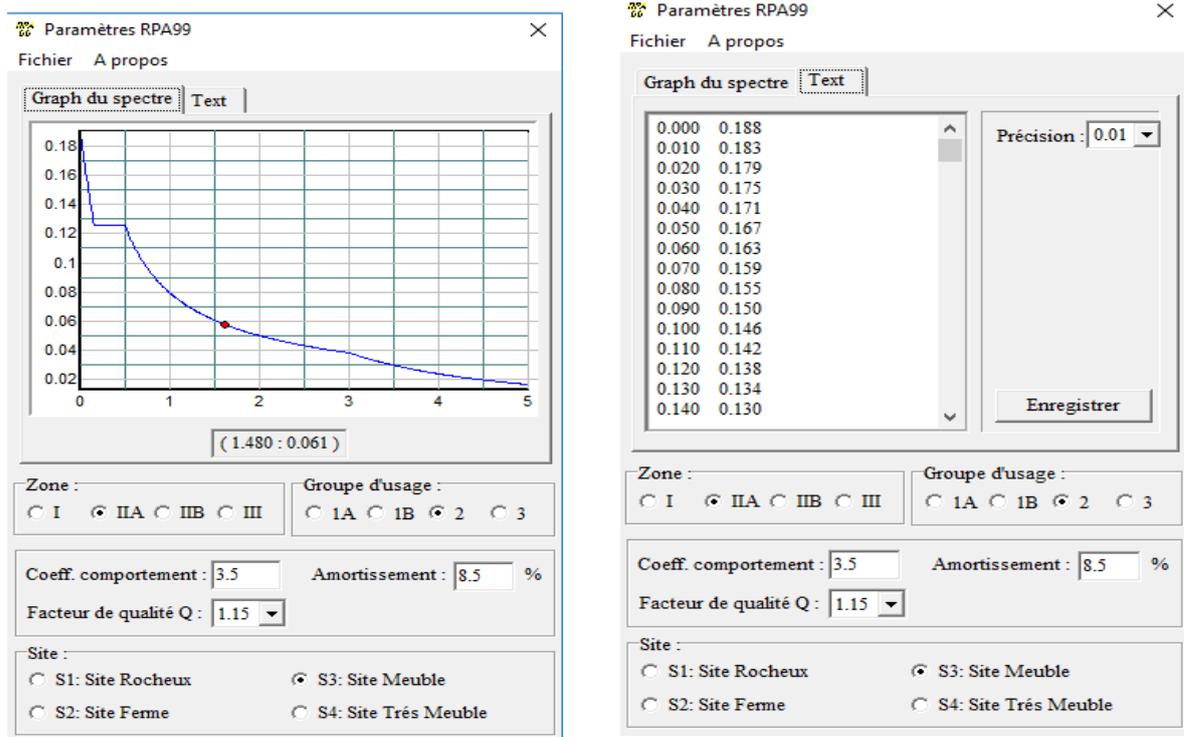
Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



• **Données à introduire dans le logiciel :**

- ✓ **Zone : IIa**(Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- ✓ **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)
- ✓ **Coefficient comportement de la structure (R) : on prend R = 3.5**
- ✓ **Facteur de qualité (Q) :  $Q = 1 + \Sigma pq = 1.15$**
- ✓ **Coefficient d'amortissement(%) = 8.5 %** (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- ✓ **Catégorie de site :S3**

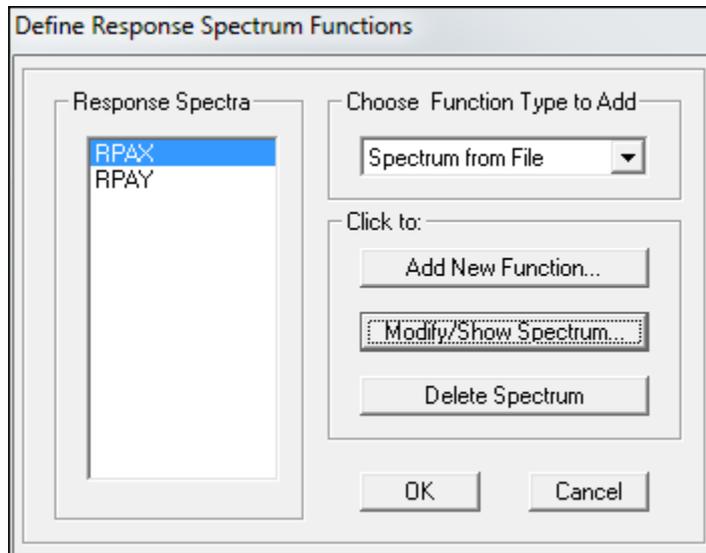
On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99** et on introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées :



**Figure IV.15: Définitions des paramètres du spectre.**

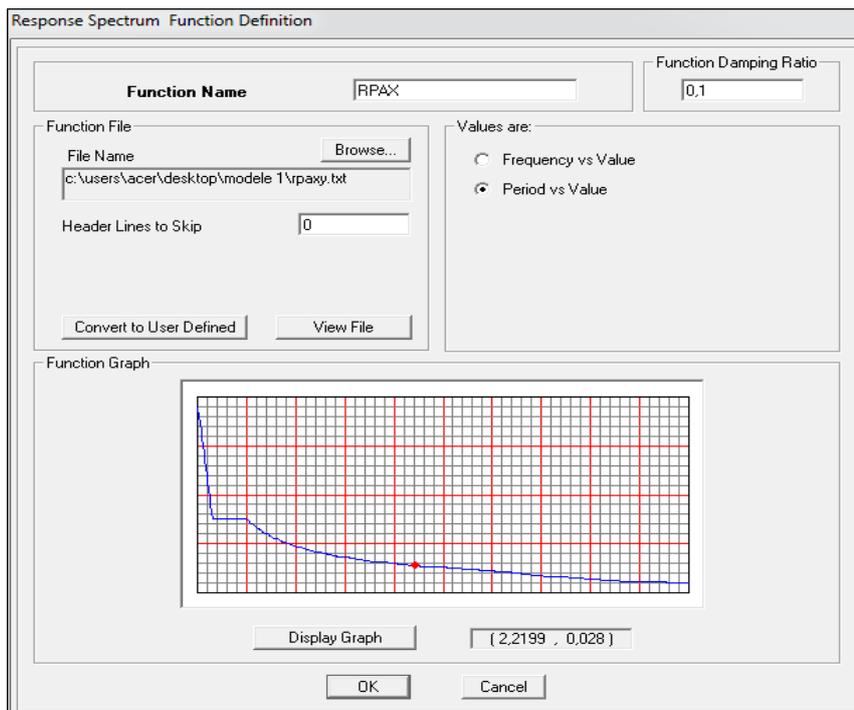
Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde. Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

**Define** → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new function**



**Figure IV.16 : Introduction du spectre de réponse.**

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà créé et enregistré.

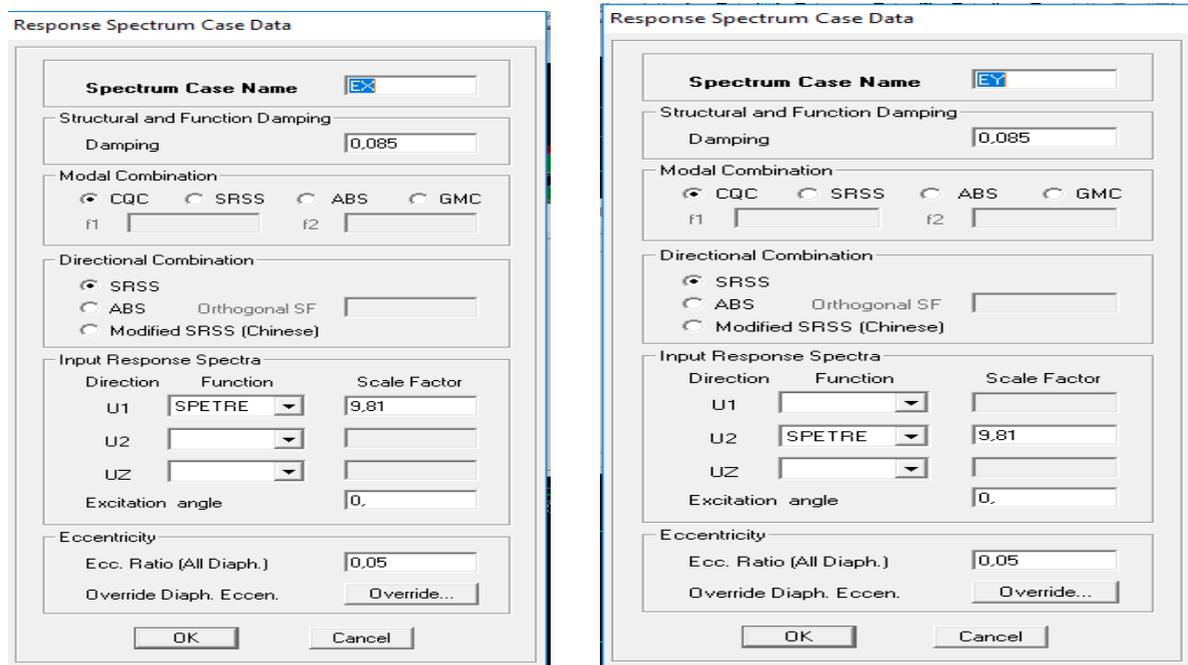


**Figure IV.17: Enregistrement du spectre de réponse.**

### IV.3.6) Définition de la charge sismique :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



**Figure IV.18 : Définition du chargement EX et EY (séisme).**

### IV.3.7) Mise en place des éléments de la structure :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- **Les poteaux :**

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

**Figure IV.19 : Mise en place de l'élément « Poteau »**

- **Les poutres :**

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **Property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de placées.

Type of Line	Frame
Property	PP40X30
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

**Figure IV.20 : Mise en place de l'élément « Poutre ».**

- **Les voiles :**

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls ) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** voile et dans **Drawing Control**, «**Fixed Length**» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

**Figure IV.21 : Mise en place de l'élément « voile ».**

Après la définition tout les éléments et la modélisation , nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous

sélectionnons tout et on clique sur l'icône 

Dans la fenêtre qui s'affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.

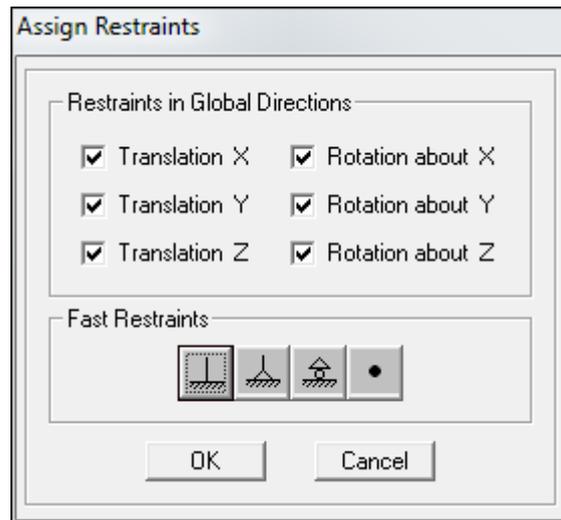


Figure IV.22 : Encastrement de la structure.

### IV.3.8) Définition de la Masse source :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5 (Chapitre I)=0.2

On donne la valeur de **1** pour la charge permanente **G**

On donne la valeur de **0.2** suivant la nature de la structure pour **Q**

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

**Define** → **Masse source** → **from loads.**

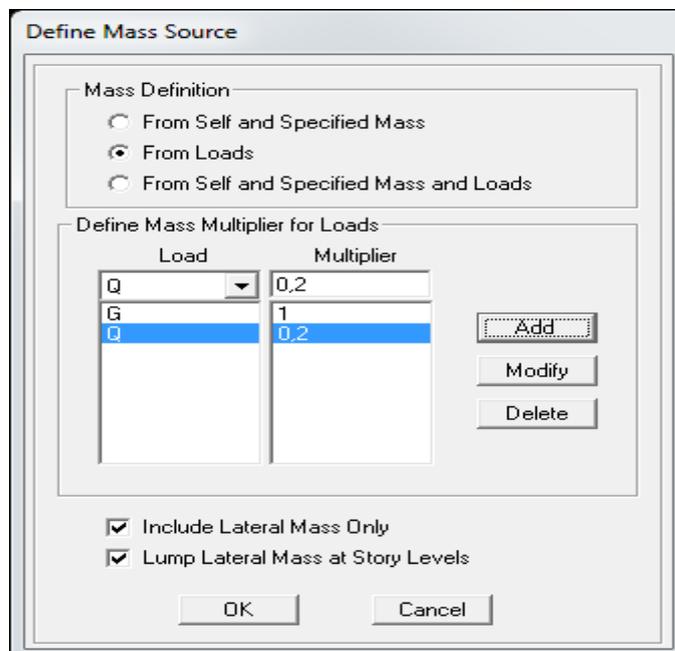
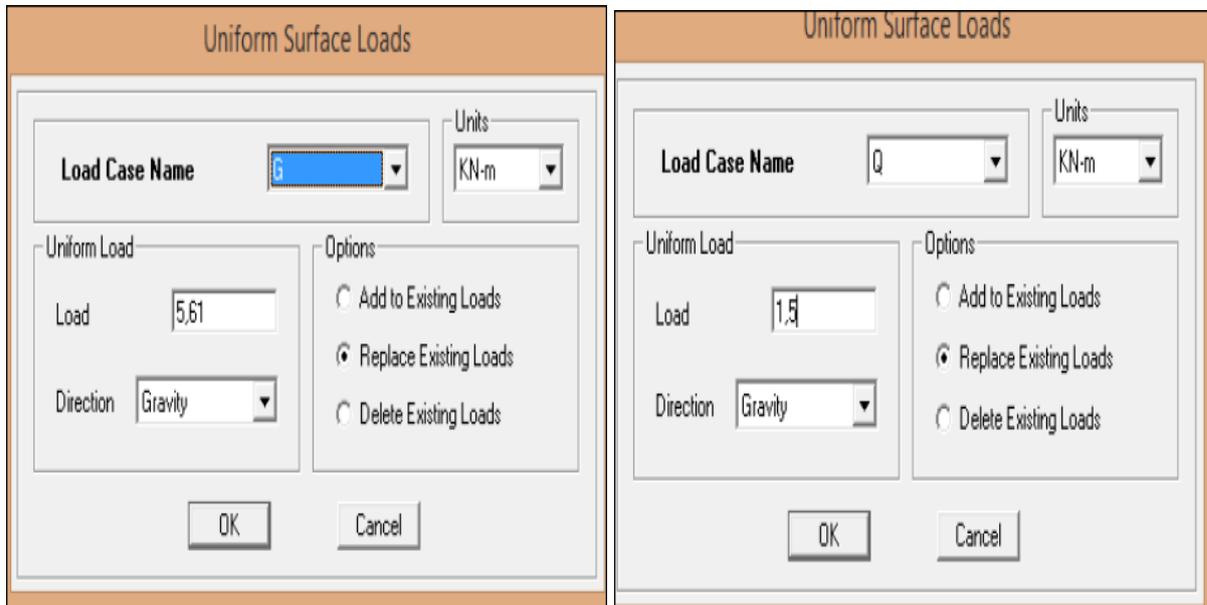


Figure IV.23 : Définition de la masse source.

### **IV.3.9) Chargement des éléments :**

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons les

sélectionner, ensuite on clique sur l'icône 



**Figure IV.24 : Chargement des planchers avec G et Q.**

### **IV.3.10) Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations sont:

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS:**  $G + Q$

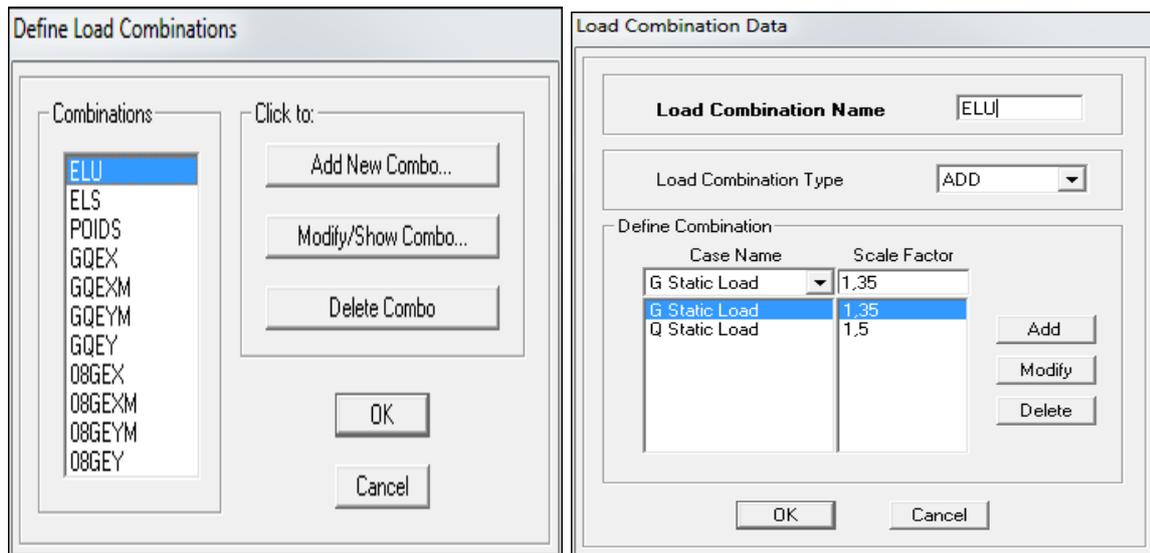
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQ E:**  $G + Q \pm E$

**0,8GE:**  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define**  $\longrightarrow$  **load Combinations**  $\longrightarrow$  **Add New Combo**  $\longrightarrow$  **Choisir le nom**  $\longrightarrow$  **définir les coefficient** .



**Figure IV.25 : Introduction des combinaisons d'actions.**

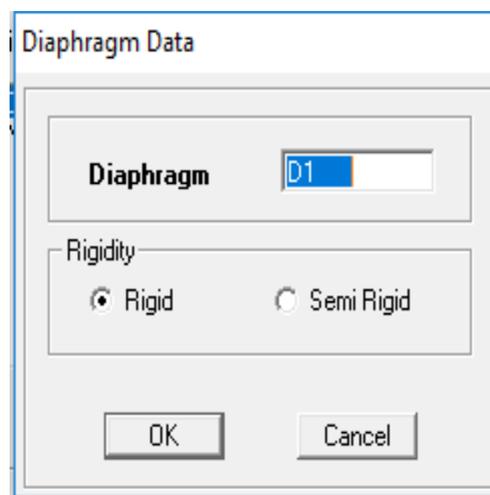
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

### **IV.3.11) Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Define → Diaphragms → Add New Diaphragm → DA1 → OK**



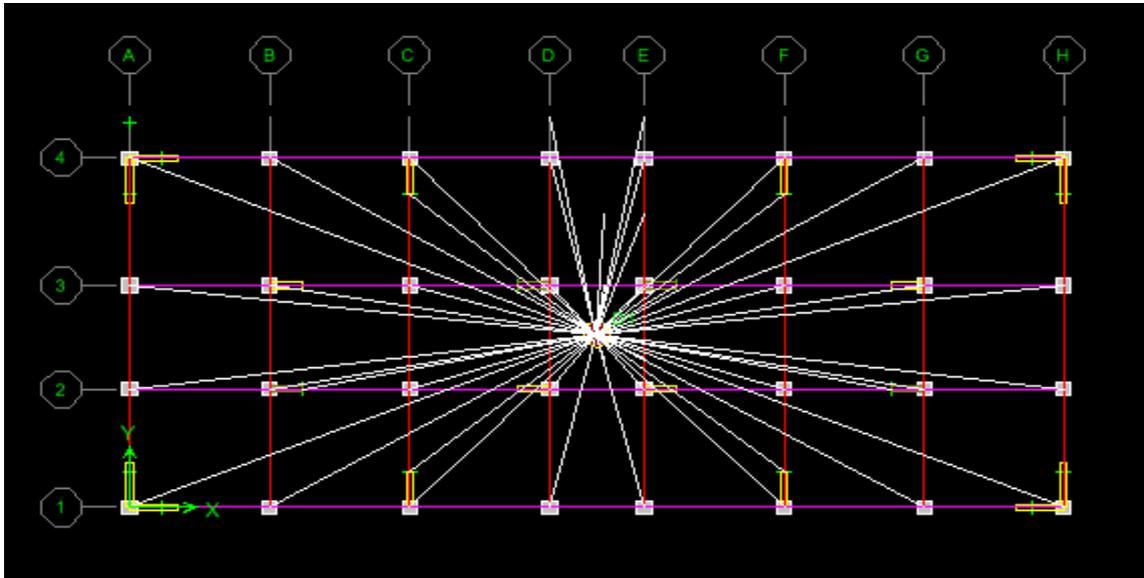
**Figure IV.26 : Création du diaphragme.**

On sélectionne de la même manière le deuxième étage

**Define** → **Diaphragms Add** → **New Diaphragm**.

Et ainsi de suite.

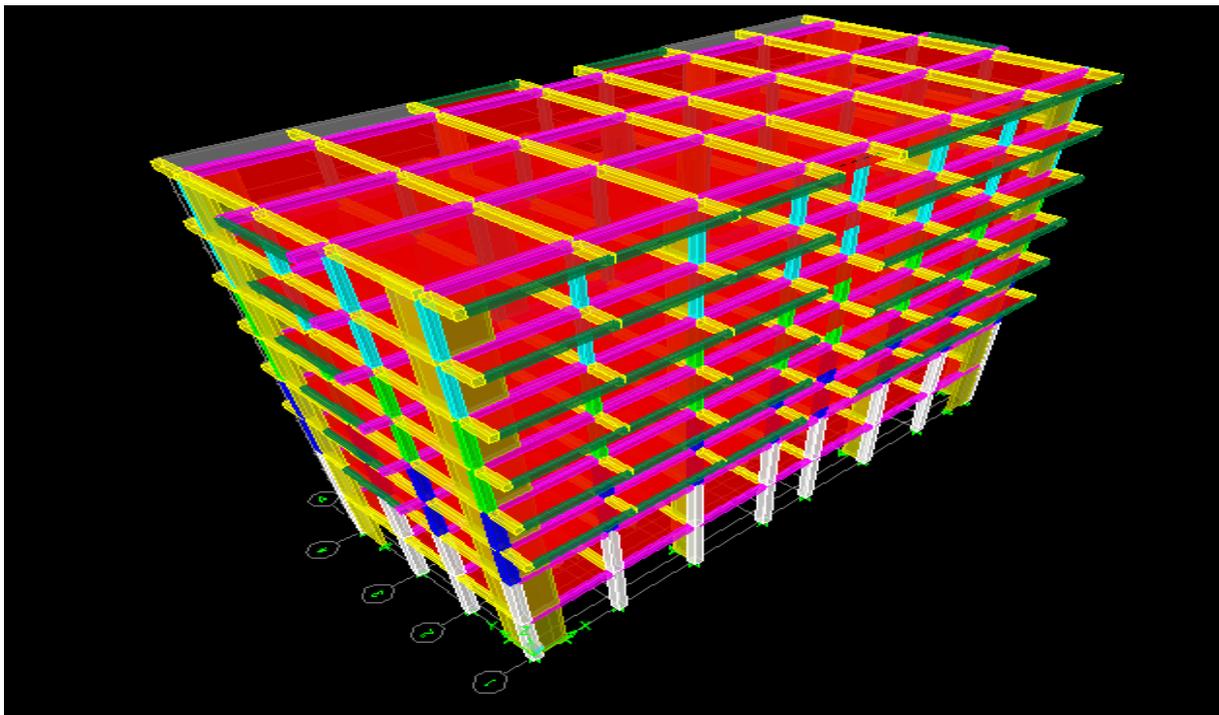
Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :



**Figure IV.27 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.**

Nous procédons de la même manière pour les différents étages.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure :



**Figure IV.28: Représentation de la structure finale en 3D.**

### **IV.3.12) Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** .ou bien on clique sur **fs**.

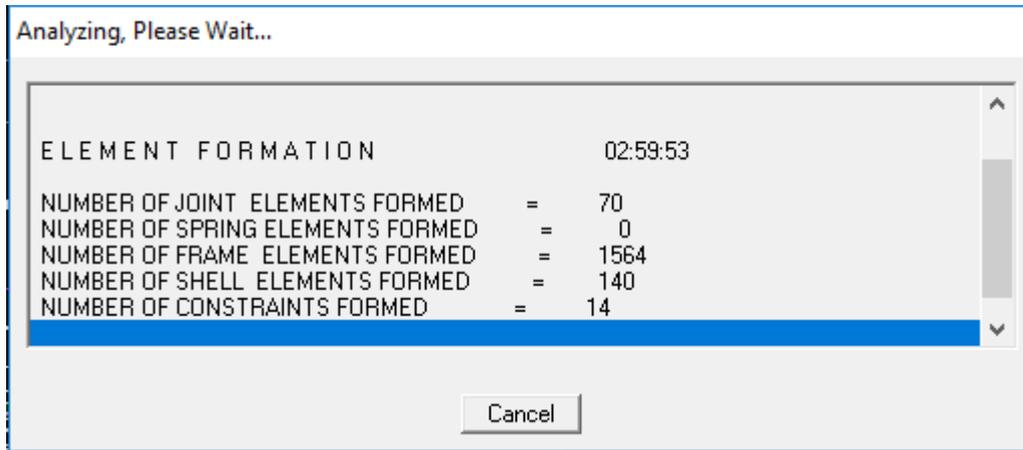


Figure IV.30 : Analyse de la structure.

### **IV.4) Visualisation des résultats :**

➤ **Vérification des modes et la période T:**

Display ➡ Show table Modal information ➡ OK ➡ Modal Participing Mass Ratios

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

▪ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ➡ Show tables

Dans **Element Output** 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.

➤ **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 appuie sur show tables puis on coche« **Displacements**» .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne Ux correspond au sens xx,et Uy au sens yy.

➤ **Effort tranchant à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** »on choisit « **EX ou EY**»

# *Chapitre V*

*Vérification selon les exigences de RPA*



## **Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### **V.1) Vérification aux exigences du RPA :**

On doit vérifier les conditions suivant :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

#### **V .1.1) Pourcentage de participation de la masse modale :**

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,54 s

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information**  
**→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios**

On aura la fenêtre représentée sur la figure suivante :

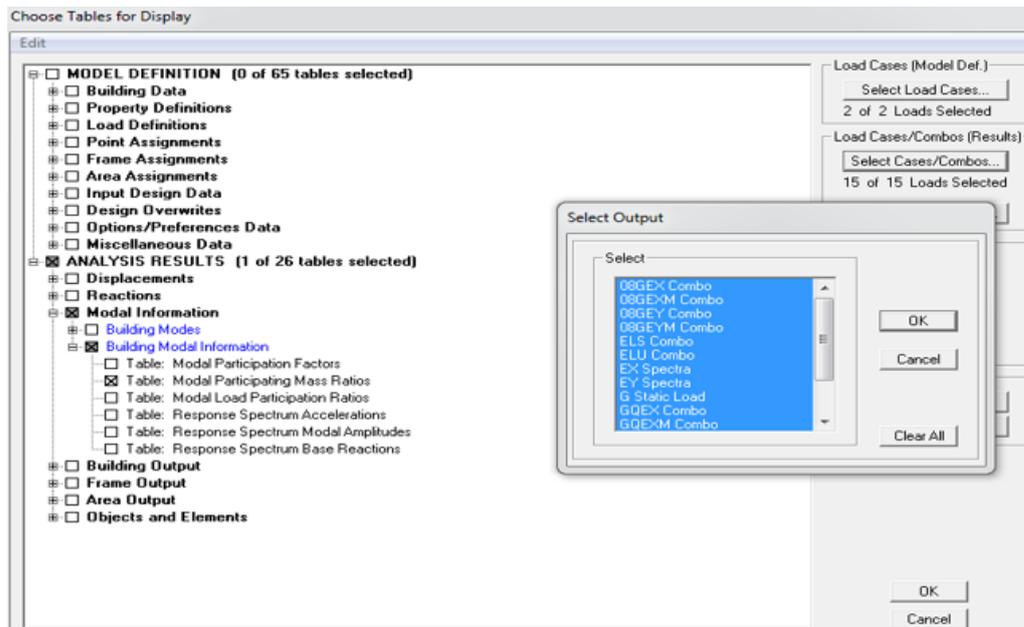


Figure V.1 :Affichage des informations modales.

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RZ
1	0,540755	0,1139	76,1483	0,1139	76,1483	99,3778	0,0075
2	0,529288	77,2186	0,1094	77,3325	76,2577	0,1436	0,0401
3	0,49238	0,0604	0,0082	77,3929	76,2659	0,0113	75,2078
4	0,163128	0,0003	12,5755	77,3932	88,8413	0,1198	0
5	0,15601	11,559	0,0001	88,9522	88,8415	0	0
6	0,136971	0,0017	0,0001	88,9538	88,8416	0	13,6242
7	0,074823	0,0005	4,7217	88,9543	93,5633	0,2375	0
8	0,071699	4,5306	0,0004	93,4849	93,5637	0	0,0002
9	0,05867	0,0031	0	93,488	93,5637	0	4,9391
10	0,04219	0	2,8959	93,4881	96,4596	0,05	0
11	0,040258	2,8469	0,0001	96,335	96,4597	0	0,0012
12	0,032695	0,0032	0	96,3382	96,4597	0	3,0052

Tableau V.1 :La période et les masses participantes.

- ❖ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**  
Il mobilise 77,2186% de la masse.> 50%.
- ❖ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**  
Il mobilise 76,1483% de la masse.> 50%
- Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

▪ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003) :**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8ème mode → Sens X-X : 93.4849 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 93.5637% > 90% → **Condition vérifiée.**

**V.1.2) La période :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

**Avec :**

$h_N$  :la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

niveau n.  $h_n = 26,58m$

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il

est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003 ( $C_T = 0,05$ ).

**Donc :**

$$T = 0,05 \times (26,58)^{3/4} \rightarrow T = \mathbf{0,585 \text{ sec}}$$

Pour mieux interpréter l'article 4.24 du RPA 99 version 2003 , la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 <sup>ème</sup> cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 <sup>ème</sup> cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

On a:

$$T = 1,3 \times 0,585 = \mathbf{0,76 \text{ sec}} \leq T_{\text{analytique}} = \mathbf{0,54 \text{ sec}} \rightarrow \mathbf{3^{\text{ème}} \text{ cas.}}$$

Donc :

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = \mathbf{0,76 \text{ sec.}}$$

Finalement :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left( \frac{0,5}{0,76} \right)^{2/3} \rightarrow D = \mathbf{1,43}$$

***Remarque :***

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

**V.1.3) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots\dots \text{(Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003).}$$

**Avec :**

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R :** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

**W :** poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

**a) Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- } **A=0.15**

**b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau V.2: valeurs de T<sub>1</sub>et T<sub>2</sub>.**

Pour notre cas on a :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \text{ Site meuble S3}$$

**c) Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Il est donné par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots (\text{Formule 4.3 RPA99 version 2003}).$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un voile en BA, mur en maçonner on prend :

$$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

**d) Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Le contrôle de la qualité des matériaux.
- Le contrôle de l'exécution des travaux.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

**Avec:**

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

**+ Sens x-x :**

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

**Sens v-v :**

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

On aura finalement :

$$Q_x = 1,15 \text{ et } Q_y = 1,15.$$

**e) Le poids total de la structure W :**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

- Display → show tables → sélectionner Building Output Table**  
**→ Story Shears → POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

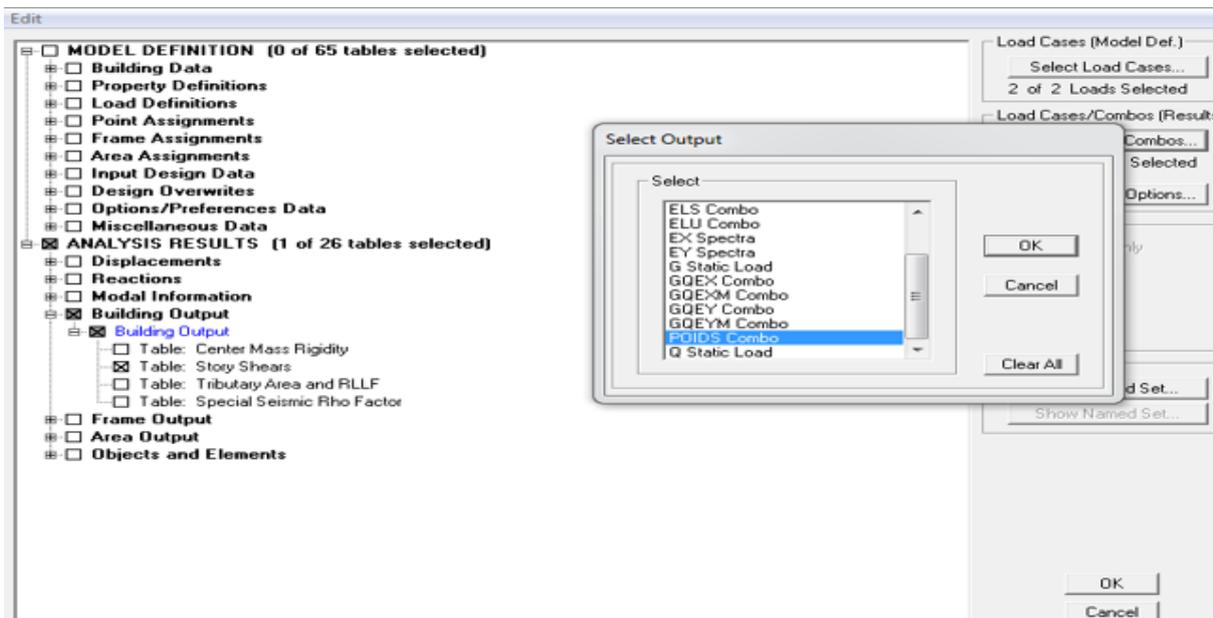


Figure V.2 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P
ETAGE06	POIDS	Top	3259,35
ETAGE06	POIDS	Bottom	3859,11
ETAGE05	POIDS	Top	7059,91
ETAGE05	POIDS	Bottom	7683,07
ETAGE04	POIDS	Top	10883,87
ETAGE04	POIDS	Bottom	11586,59
ETAGE 03	POIDS	Top	14787,39
ETAGE 03	POIDS	Bottom	15490,10
ETAGE 02	POIDS	Top	18690,91
ETAGE 02	POIDS	Bottom	19485,42
ETAGE01	POIDS	Top	22686,23
ETAGE01	POIDS	Bottom	23480,74
RDC	POIDS	Top	26119,54
RDC	POIDS	Bottom	27317,75
SOUS SOL	POIDS	Top	29899,49
SOUS SOL	POIDS	Bottom	31106,56

**Tableau V.3 : Valeur du poids total de la structure.**

On choisit la valeur indiquée pour sous-sol Bottom donc :

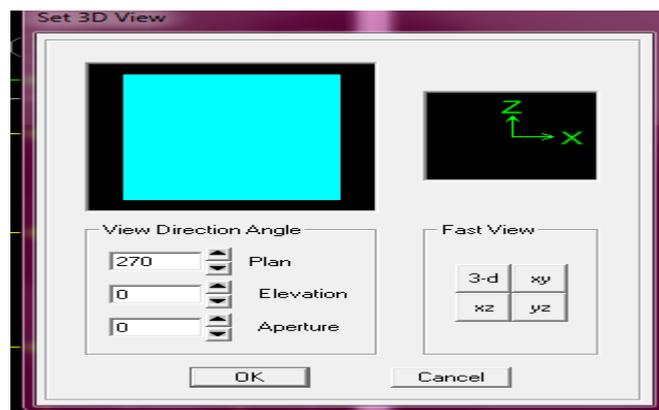
$$W = 31106,56 \text{ KN .}$$

**f) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :**

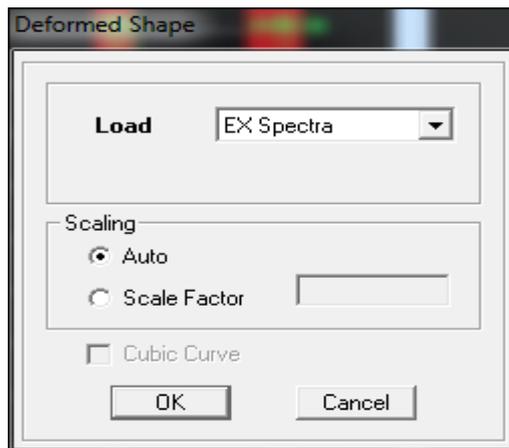
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

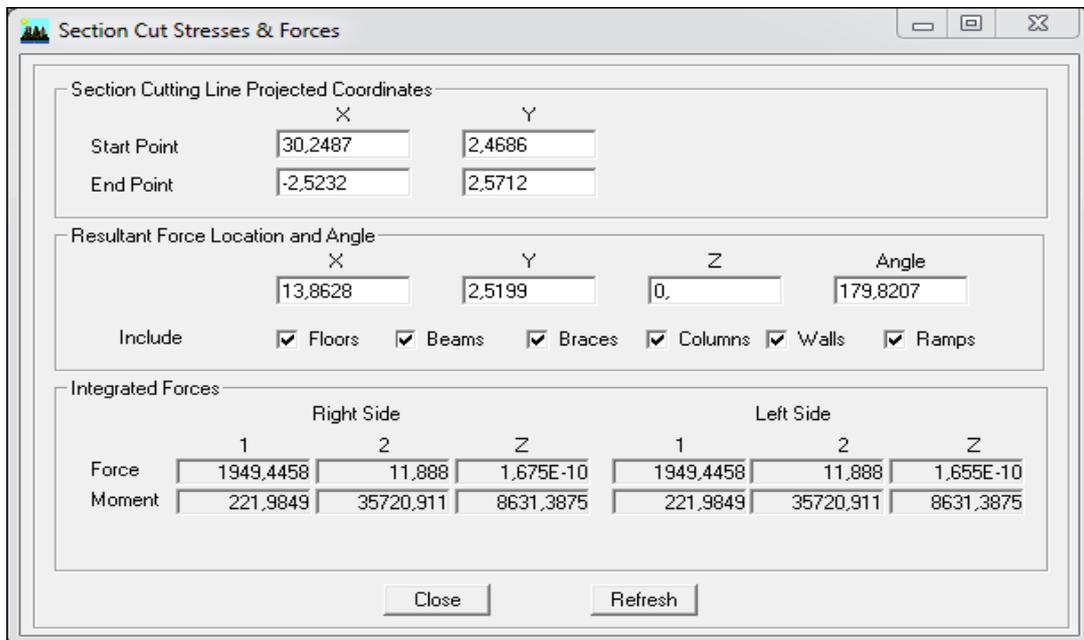
**View** → **set 3D View** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.



Ensuite →**display** →**show deformed shape** → on sélectionne la combinaison EX.



Ensuite **draw** →**draw section cut** après On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche : **Floors, Beams, Braces ,Columns ,Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1.

**Sens X-X :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30,0949	0
End Point	-1,0359	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,5295	0,6992	0,	180,0944

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1770,5842	31,8513	21,9261	0,	0,	0,
Moment	356,7907	35490,848	10856,8081	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30,0949	0
End Point	-1,0359	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,5295	0,6992	0,	180,0944

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1578,4901	13,2637	2,5528	0,	0,	0,
Moment	12,0336	6007,5625	9670,1257	0,	0,	0,

Close Refresh

On a : 1770,5842 → 100%

1578,4901 → X

$$X = \frac{1578,4901 \times 100}{1770,5842} = 89,15\%$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

**Donc :** Effort repris par les voiles=**89,15%**.

Effort repris par les portiques=**10,84%**.

**Remarque :**

On refait les mêmes étapes pour le sens Y-Y et le sens Z-Z, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey ensuite par ELS.

**✚ Sens Y-Y :**

De l'Etabs on obtient les résultats suivant :

$$1799,7573 \rightarrow 100\%$$

$$1455,7305 \rightarrow X$$

$$X = \frac{1455,7305 \times 100}{1799,7573} = \mathbf{80,88\%}$$

**Donc :** Effort repris par les voiles=**80,87%**.

Effort repris par les portiques=**19,13%**.

**✚ Sens Z-Z :**

De l'Etabs on obtient les résultats suivant :

$$31355,077 \rightarrow 100\%$$

$$11376,045 \rightarrow X$$

$$X = \frac{11376,045 \times 100}{31355,077} = \mathbf{36,28\%}$$

**Donc :** Effort repris par les voiles=**36,26%**.

Effort repris par les portiques=**63,72%**.

Selon les résultats trouvés les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges et d’après le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 accompagnée en bas qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous amène à changer le spectre et l’introduire dans ETABS, puis refaire l’analyse.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**TableauV.4: valeurs du coefficient de comportement R.**

- Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

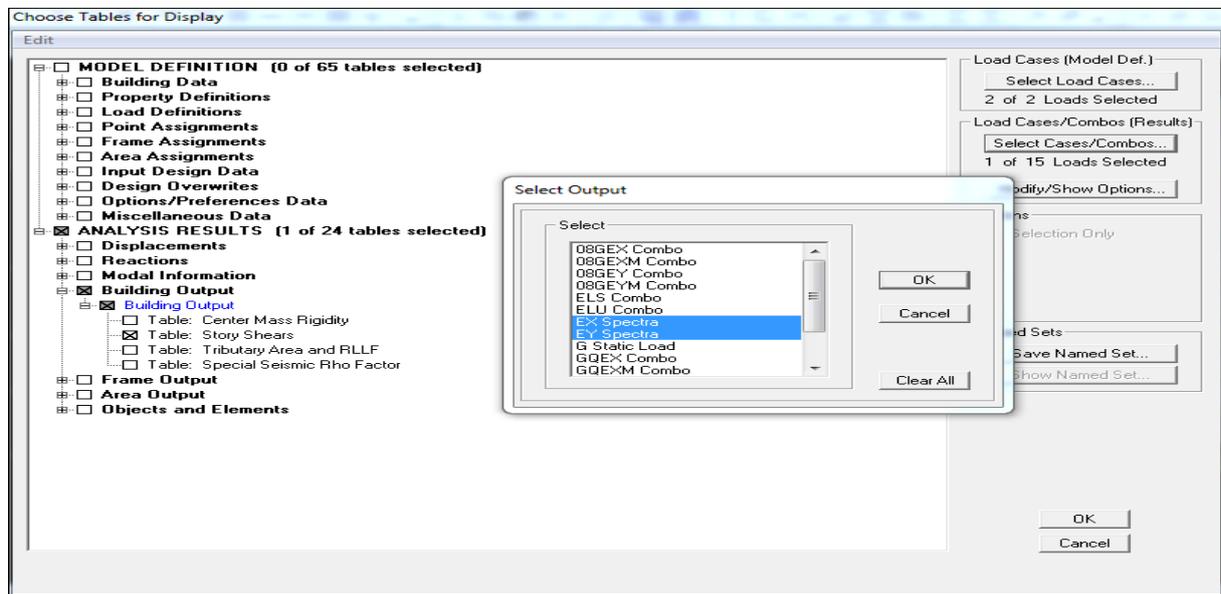
MSE(RPA99V /2003)	Sens X		Sens Y	
<b>Coefficient</b>	<b>A</b>	0,15	<b>A</b>	0,15
	<b>D</b>	1,43	<b>D</b>	1,43
	<b>Q</b>	1,15	<b>Q</b>	1,15
	<b>W</b>	31106,56	<b>W</b>	31106,56
	<b>R</b>	3,5	<b>R</b>	3,5
<b>Force sismiques V(KN)</b>	<b>2192,34</b>		<b>2192,34</b>	

➤ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :**

En procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**

→ **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**



**Figure V.3 :Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX
ETAGE 03	EY	Bottom	0,00	7,66	1307,13	20797,636	10288,312
ETAGE 02	EX	Top	0,00	1567,48	9,16	10809,594	60,875
ETAGE 02	EX	Bottom	0,00	1567,48	9,16	10809,594	68,789
ETAGE 02	EY	Top	0,00	9,07	1534,24	24491,466	10288,312
ETAGE 02	EY	Bottom	0,00	9,07	1534,24	24491,466	14861,738
ETAGE01	EX	Top	0,00	1753,10	10,17	12121,947	88,789
ETAGE01	EX	Bottom	0,00	1753,10	10,17	12121,947	119,845
ETAGE01	EY	Top	0,00	10,14	1710,53	27394,759	14861,738
ETAGE01	EY	Bottom	0,00	10,14	1710,53	27394,759	19968,303
RDC	EX	Top	0,00	1882,06	10,82	13051,536	119,845
RDC	EX	Bottom	0,00	1882,06	10,82	13051,536	163,859
RDC	EY	Top	0,00	10,81	1834,22	29539,404	19968,303
RDC	EY	Bottom	0,00	10,81	1834,22	29539,404	27264,899
SOUS SOL	EX	Top	0,00	1949,45	11,08	13566,139	163,859
SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	1949,45	11,08	13566,139	209,583
SOUS SOL	EY	Top	0,00	11,08	1901,43	30771,271	27264,899
SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	11,08	1901,43	30771,271	34931,960

**Tableau V.5 :Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.**

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **V<sub>x</sub> = 1949,45 KN.**

**V<sub>y</sub> = 1901,43 KN.**

**Comparaison des résultats des forces sismiques**

	V (KN)	0.8V (KN)	V <sub>ETABS</sub> (KN)	V <sub>ETABS</sub> > 0.8V <sub>MSE</sub>
Sens (x-x)	2192,34	1753,87	1949,45	<b>Condition vérifiée</b>
Sens (y-y)	2192,34	1753,87	1901,43	<b>Condition vérifiée</b>

**V.1.4) Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$ : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- **Pour les poteaux 45×45 :**  $N_d = 1307,33 \text{ KN.}$   

$$v = \frac{1560,49 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,25 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- **Pour les poteaux 40×40 :**  $N_d = 1008,33 \text{ KN.}$   

$$v = \frac{1008,33 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,25 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- **Pour les poteaux 35×35 :**  $N_d = 634,13 \text{ KN.}$   

$$v = \frac{634,13 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,20 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- **Pour les poteaux 30×30 :**  $N_d = 301,7 \text{ KN.}$   

$$v = \frac{301,7 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,13 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V.1.5) Justification vis-à-vis des déplacements :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

-Le déplacement horizontal à chaque niveau k «  $\delta_k$  » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots(\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19}).$$

$\delta_{ek}$  :déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R :coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\delta_{kx}$  :déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

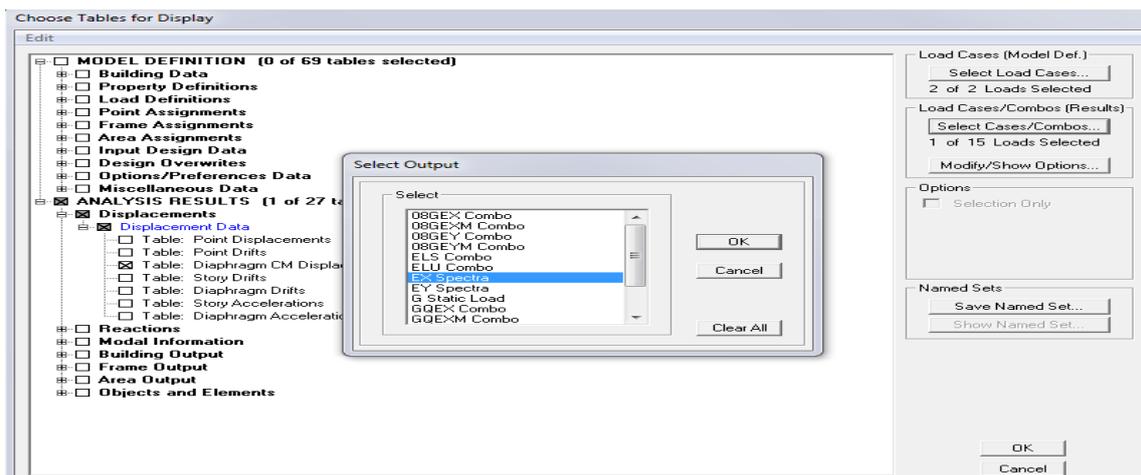
$\delta_{ky}$  :déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$H_e$  :hauteur de l'étage courant.

**✚ Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement.**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : **Select Cases/Combos** → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE06	D8	EX	0,0212	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ETAGE05	D7	EX	0,0194	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ETAGE04	D6	EX	0,0172	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	ETAGE 03	D5	EX	0,0147	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ETAGE 02	D4	EX	0,0119	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ETAGE01	D3	EX	0,0088	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	RDC	D2	EX	0,0056	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	SOUS SOL	D1	EX	0,0018	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

**✚ Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE06	D8	EY	0,0001	0,0222	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
	ETAGE05	D7	EY	0,0001	0,0200	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026
	ETAGE04	D6	EY	0,0001	0,0176	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
	ETAGE 03	D5	EY	0,0001	0,0148	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ETAGE 02	D4	EY	0,0001	0,0118	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	ETAGE01	D3	EY	0,0001	0,0086	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	RDC	D2	EY	0,0001	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	SOUS SOL	D1	EY	0,0000	0,0017	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% $H_e$	conclusion
ETAGE 6	D8	EX	0.0212	3,5	0.0742	0.006	0.0306	CV
ETAGE 5	D7	EX	0.0194	3,5	0.0679	0.0077	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EX	0.0172	3,5	0.0602	0.0092	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EX	0.0147	3,5	0.051	0.01	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EX	0.0119	3,5	0.041	0.011	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EX	0.0088	3,5	0.030	0.011	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0.0056	3,5	0.019	0.013	0.0408	CV
SOUS-SOL	D1	EX	0.0018	3,5	0.006	0.006	0.0414	CV

**Tab V.6 : Résultats des déplacements relatifs suivant X.**

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$  :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% $H_e$	conclusion
ETAGE 6	D8	EY	0.0222	3,5	0.0777	0.0077	0.0306	CV
ETAGE 5	D7	EY	0.0200	3,5	0.07	0.0084	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EY	0.0176	3,5	0.0616	0.0098	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EY	0.0148	3,5	0.0518	0.0105	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EY	0.0118	3,5	0.0413	0.0112	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EY	0.0086	3,5	0.0301	0.0144	0.0306	CV
RDC	D2	EY	0.0045	3,5	0.0157	0.0098	0.0408	CV
SOUS-SOL	D1	EY	0.0017	3,5	0.0059	0.0059	0.0414	CV

**Tab V.7 : Résultats des déplacements relatifs suivant Y.**

**✚ Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

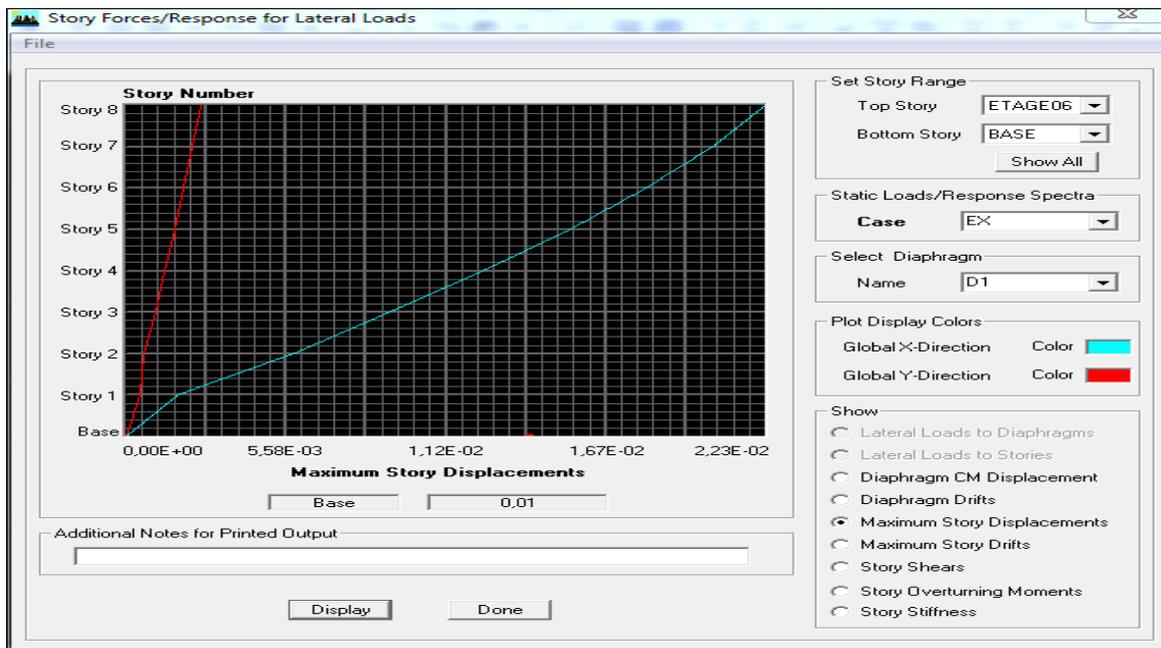
$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{ Art B.6.5,3/BAEL91})$$

Avec :

$f$  : la flèche admissible.

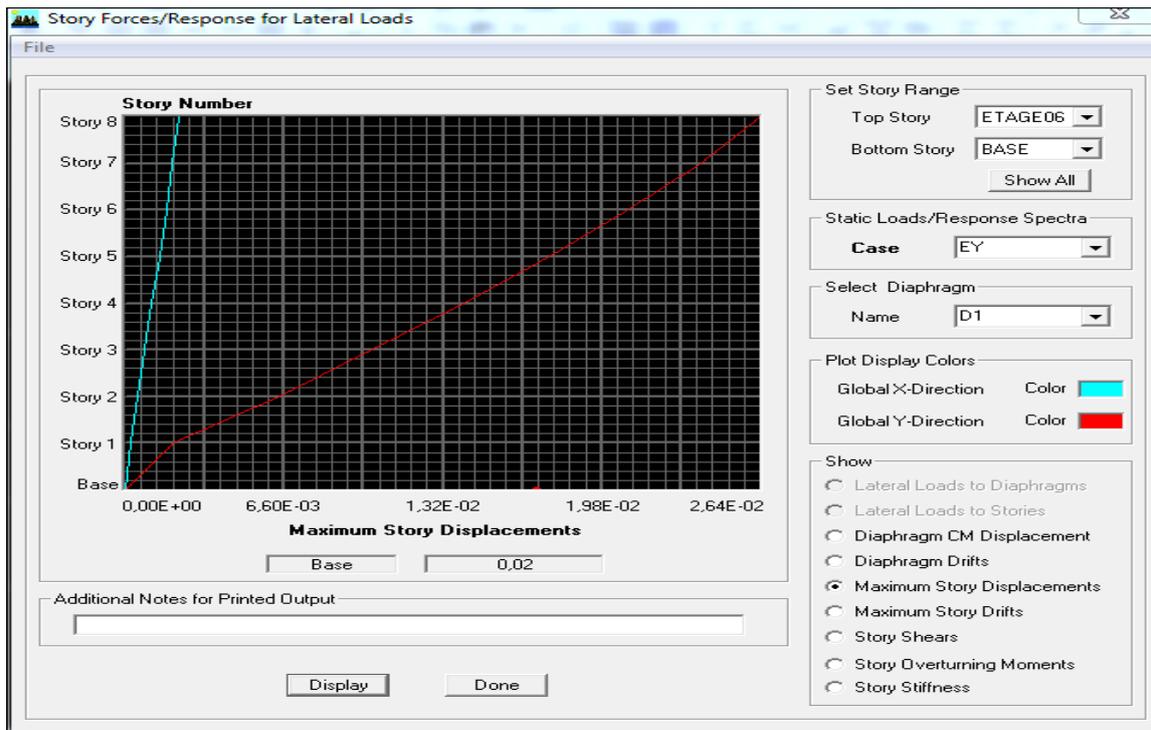
$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

**✚ Suivant Ex:**



$$\delta_{Max} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{26,58}{500} = 0.0531\text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Suivant Ev:**



$$\delta_{Max} = 0.02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{26,58}{500} = 0.0531 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V. 1.6) Vérification d'excentricité :**

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Soit :**  $C_M$  : centre de masse.

$C_R$  : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L$$

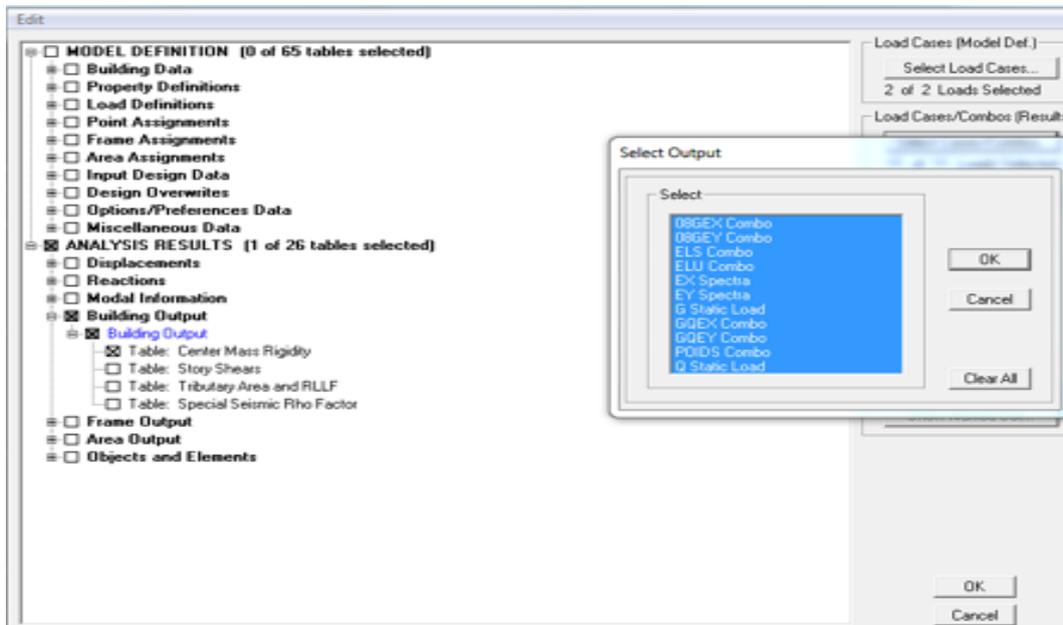
Pour déterminer les valeurs de  $C_M$  et  $C_R$  par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

**Display**  $\rightarrow$  **show tables**  $\rightarrow$  Un tableau s'affichera, et on coche les cas suivantes :

**ANALYSIS RESULTS**  $\rightarrow$  **Building Output.**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo → Center Mass Rigidity → OK → OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x 0,05L<sub>x</sub></sub>	e <sub>y</sub>	
ÉTAGE 6	14.350	5,844	14,378	5,996	0.028	0.152	1,53	0.735	CV
ÉTAGE 5	14.350	5,844	14,398	6,096	0.048	0.252	1,53	0.735	CV
ÉTAGE 4	14.350	6,129	14,391	6,141	0.041	0.012	1,53	0.735	CV
ÉTAGE 3	14.350	6,139	14,383	6,173	0.033	0.034	1,53	0.735	CV
ÉTAGE 2	14.350	6,148	14,377	6,192	0.027	0.044	1,53	0.735	CV
ÉTAGE 1	14.350	6,159	14,371	6,202	0.021	0.043	1,53	0.735	CV
RDC	14.350	6,167	14,367	6,200	0.017	0.033	1,53	0.735	CV
SOUS-SOL	14.350	6,247	14,362	6,182	0.012	0.065	1,53	0.735	CV

**Tableau V.8 : vérification de l'excentricité.**

**Conclusion :**

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens

X-X et dans le sens Y-Y.

**V.1.7) Vérifications de l'effet P-Delta:**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

**Avec :**

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : effort tranchant d’étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  hauteur de l’étage « k ».

**On a :**

- Si :  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si :  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l’action sismique par un facteur égale à  $1/(1- \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

 **Pour  $V_x$ :**

**Display** → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output** → **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE06	EX	Top	0,00	375,72	2,02	2577,889	0,000	0,000
ETAGE06	EX	Bottom	0,00	375,72	2,02	2577,889	6,178	1149,717
ETAGE05	EX	Top	0,00	725,55	4,15	4975,110	6,178	1149,717
ETAGE05	EX	Bottom	0,00	725,55	4,15	4975,110	18,764	3329,090
ETAGE04	EX	Top	0,00	1046,11	6,09	7189,152	18,764	3329,090
ETAGE04	EX	Bottom	0,00	1046,11	6,09	7189,152	37,211	6435,624
ETAGE 03	EX	Top	0,00	1329,09	7,79	9142,196	37,211	6435,624
ETAGE 03	EX	Bottom	0,00	1329,09	7,79	9142,196	60,875	10398,644
ETAGE 02	EX	Top	0,00	1567,48	9,16	10809,594	60,875	10398,644
ETAGE 02	EX	Bottom	0,00	1567,48	9,16	10809,594	88,789	15081,066
ETAGE01	EX	Top	0,00	1753,10	10,17	12121,947	88,789	15081,066
ETAGE01	EX	Bottom	0,00	1753,10	10,17	12121,947	119,845	20328,938
RDC	EX	Top	0,00	1882,06	10,82	13051,536	119,845	20328,938
RDC	EX	Bottom	0,00	1882,06	10,82	13051,536	163,859	27837,979
SOUS SOL	EX	Top	0,00	1949,45	11,08	13566,139	163,859	27837,979
SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	1949,45	11,08	13566,139	209,563	35720,986

**✚ Pour Vy:**

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE06	EY	Top	0,00	1,94	376,83	5947,446	0,000	0,000
ETAGE06	EY	Bottom	0,00	1,94	376,83	5947,446	1153,111	5,948
ETAGE05	EY	Top	0,00	4,02	722,88	11442,487	1153,111	5,948
ETAGE05	EY	Bottom	0,00	4,02	722,88	11442,487	3324,611	18,170
ETAGE04	EY	Top	0,00	5,94	1035,05	16435,690	3324,611	18,170
ETAGE04	EY	Bottom	0,00	5,94	1035,05	16435,690	6396,319	36,144
ETAGE 03	EY	Top	0,00	7,66	1307,13	20797,636	6396,319	36,144
ETAGE 03	EY	Bottom	0,00	7,66	1307,13	20797,636	10288,312	59,381
ETAGE 02	EY	Top	0,00	9,07	1534,24	24491,466	10288,312	59,381
ETAGE 02	EY	Bottom	0,00	9,07	1534,24	24491,466	14861,738	87,015
ETAGE01	EY	Top	0,00	10,14	1710,53	27394,759	14861,738	87,015
ETAGE01	EY	Bottom	0,00	10,14	1710,53	27394,759	19968,303	117,975
RDC	EY	Top	0,00	10,81	1834,22	29539,404	19968,303	117,975
RDC	EY	Bottom	0,00	10,81	1834,22	29539,404	27264,899	162,006
SOUS SOL	EY	Top	0,00	11,08	1901,43	30771,271	27264,899	162,006
SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	11,08	1901,43	30771,271	34931,960	207,739

**✚ Pour P :**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids .

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE06	POIDS	Top	3259,35	0,00	0,00	0,000	19301,226	-46771,627
ETAGE06	POIDS	Bottom	3859,11	0,00	0,00	0,000	22804,926	-55378,183
ETAGE05	POIDS	Top	7059,91	0,00	0,00	0,000	41842,491	-101309,716
ETAGE05	POIDS	Bottom	7683,07	0,00	0,00	0,000	45567,501	-110251,997
ETAGE04	POIDS	Top	10883,87	0,00	0,00	0,000	64605,067	-156183,530
ETAGE04	POIDS	Bottom	11586,59	0,00	0,00	0,000	68793,514	-166267,497
ETAGE 03	POIDS	Top	14787,39	0,00	0,00	0,000	87831,080	-212199,030
ETAGE 03	POIDS	Bottom	15490,10	0,00	0,00	0,000	92019,527	-222282,996
ETAGE 02	POIDS	Top	18690,91	0,00	0,00	0,000	111057,092	-268214,529
ETAGE 02	POIDS	Bottom	19485,42	0,00	0,00	0,000	115780,274	-279615,826
ETAGE01	POIDS	Top	22686,23	0,00	0,00	0,000	134817,840	-325547,359
ETAGE01	POIDS	Bottom	23480,74	0,00	0,00	0,000	139541,022	-336948,656
RDC	POIDS	Top	26119,54	0,00	0,00	0,000	155157,208	-374815,436
RDC	POIDS	Bottom	27317,75	0,00	0,00	0,000	162271,616	-392020,133
SOUS SOL	POIDS	Top	29899,49	0,00	0,00	0,000	177296,120	-429064,378
SOUS SOL	POIDS	Bottom	31106,56	0,00	0,00	0,000	184395,660	-446387,243

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta_{kx}$ [m]	$V_x$ [kN]	$V_x \times h$	$\Theta_x$	$\Delta_{ky}$ [m]	$V_y$ [kN]	$V_y \times h$	$\Theta_y$
ÉTAGE 6	3859,15	0.006	375,72	1149,70	0,002	0.0077	376,82	1153,06	0.025
ÉTAGE 5	7683,07	0.0077	725,55	2220,18	0,026	0.0084	722,88	2212,01	0.029
ÉTAGE 4	11586,59	0.0092	1046,11	3201,09	0.033	0.0098	1035,05	3167,25	0.035
ÉTAGE 3	15490,10	0.01	1329,09	4067,01	0.038	0.0105	1307,13	3999,81	0.040
ÉTAGE 2	19484,42	0.011	1567,48	4796,48	0.044	0.0112	1534,24	4694,77	0.046
ÉTAGE 1	23480,74	0.011	1753,10	5364,48	0.048	0.0144	1710,53	5234,22	0.064
RDC	27317,75	0.013	1882,06	7678,80	0.046	0.0098	1834,22	7483,61	0.035
ENTRESOL	31106,56	0.006	1949,45	8070,72	0,023	0,0059	1901,43	7871,92	0.023

**Tab V.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.**

**Remarque :**

On voit bien que  $\theta_y$  et  $\theta_x$  sont  $< 0,10$ , dans ce cas l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre ou l'effet P-  $\Delta$  peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus précédemment, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

# *Chapitre VI*

## *Ferraillage des éléments structuraux*



## Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

### VI.1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier a l'ELS pour les cas suivants :

Situation	$\theta$	Béton			Aciers		
		$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
Accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

**Tableau VI.1.1: caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.**

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant :  $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ .
- Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ .
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant :  $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ .

Convention :  $N < 0 \longrightarrow$  Traction.

$N > 0 \longrightarrow$  Compression.

### VI.1.1) Combinaisons de calcul :

#### **✚ Combinaisons de charges suivant le règlement (BAEL91/modifiée99) :**

D'après le règlement BAEL91/modifiée99, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

#### **✚ Combinaisons des charges suivant le règlement (RPA99/ modifié 2003) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left[ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

### VI.1.2) Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2) :

#### **a) Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/ révisé 2003 (**Art 7.4.2**)

✚ Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.

✚ Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

-Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

-Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> ).	Zone courante $A_{\max}=0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> ).
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49
Poteaux (30x30)	7.2	54	36

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone **IIa**.
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

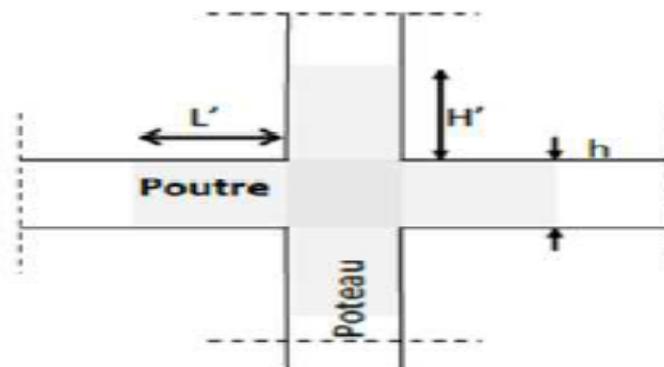
$$L' = 2h$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ).$$

**Avec :**

(h<sub>1</sub> ; b<sub>1</sub>): section de poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur d'étage.



$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

**Pour:**

- Les poteaux de Sous-sol (45x45) :  $h' = \{414/6 = 69, 45, 60\} = 69\text{cm}$ .
- Les poteaux de RDC (45x45) :  $h' = \{408/6 = 68, 45, 60\} = 68\text{cm}$ .
- Les poteaux des étages courantes (40x40) :  $h' = \{306/6 = 51, 40, 60\} = 60\text{cm}$ .
- Les poteaux (35x35) :  $h' = \{306/6 = 51, 35, 60\} = 60\text{cm}$ .
- Les poteaux (30x30) :  $h' = \{306/6 = 51, 30, 60\} = 60\text{cm}$ .

$$L' = 2xh$$

Les poutres (35x30) :  $L' = 2x35 = 70\text{cm}$ .

**VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :****a) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et un moment fléchissant  $M_f$ , ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

**1<sup>er</sup> cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

**Avec :**

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

$M_f$  : Moment fictif.

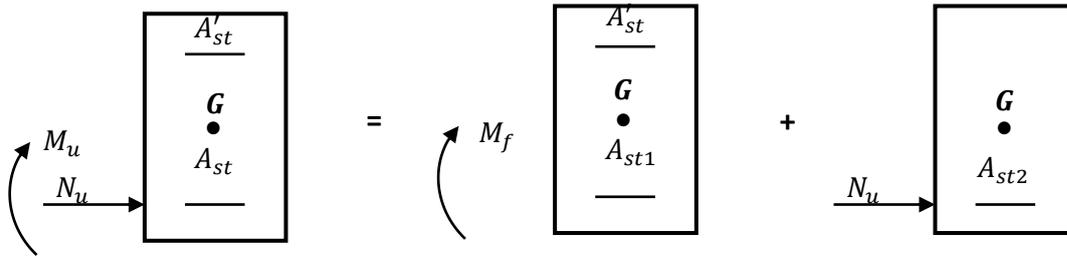


Fig. VI.1.1: Schéma de calcul en flexion composée.

**✚ Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa.}$$

- Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée.
- Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée.

On détermine  $\beta$  du tableau.

**✚ Calcul des armatures fictives :**

- Pour une section simplement armée (SSA) :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A'_1 = 0$$

- Pour une section doublement armée (SDA) :

$$A_2 = \frac{M_r}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A'_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{ts}}$$

**Avec :**

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée (SSA).

### ✚ Calcul des armatures réelles :

- Armature comprimées :  $A' = A'_2$

- Armature tendues :  $A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$   $\left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction.} \end{array} \right.$

### 2<sup>er</sup> cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

**On calcul a et b :**

$$a = (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \leq b = N_u \cdot (d - c') - M_f \dots\dots SEC.$$

$$a = (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bc} > b = N_u \cdot (d - c') - M_f \dots\dots SPC.$$

**Calcul de c :**

$$C = \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Si :  $b \leq c \dots\dots SSA.$

Si :  $b \geq c \dots\dots SDA.$

### ▪ Pour une section simplement armée (SSA) :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

**Avec :**

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u (d - c') - M_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

▪ **Pour une section doublement armée (SDA) :**

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$

**Avec :**

**B :** Aire de la section du béton seul.

**$\sigma_s$  :** Contrainte de l'acier.

**3<sup>er</sup> cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

**✚ Calcul des armatures :**

$$A_1 = \frac{N_u}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A'_1 = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$$

**b) Exemple de calcul manuel a l'ELU :**

**✚ Poteau (45x45) :**

- Pour les poteaux (45x45) :

$$N_u = 1307,33 \text{ kN} ; M_u = -26,653 \text{ kN.m.}$$

- Situation accidentelle :

$$F_{bu}=18.48 \text{ Mpa} ; \sigma_t = 400 \text{ MPa}.$$

### ✚ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{26,653}{1307,33} = 0,0203$$

$$e_u = 0,0203 < \left( \frac{h}{2} - c \right) = \left( \frac{0,45}{2} - 0,02 \right) = 0,205 \rightarrow (\text{section entièrement comprimée}).$$

### ✚ Calcul de a et b :

$$a = N_u \cdot (d - c') - M_f$$

$$b = (0,337h - 0,81, c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

### Avec :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c)$$

$$M_f = -26,653 + 1307,33(0,45/2 - 0,02) = 241,34 \text{ KN.m}.$$

### **On a :**

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 1307,33(0,43 - 0,02) - 294,65 = 215,20 \text{ KN.m}.$$

$$\left( 0,337h - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 = (0,337 \cdot 0,45 - 0,81 \cdot 0,02) \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 175,268 \text{ KN.m}.$$

**a > b**  $\implies$  la condition est vérifiée  $\implies$  section entièrement comprimée.

### ✚ Calcul de c :

$$c = (0,5h - c) b h f_{bc} = (0,5 \cdot 0,45 - 0,02) \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 589,47$$

$$b = 175,268 \text{ KNm} \leq c = 589,47 \text{ KNm} \implies \text{SSA}.$$

### ✚ Calcul des armatures :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = 0$$

**Avec :**

$$\Psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.375 - \frac{1307,33(0.43 - 0.02) - 241,34}{0.45 \times 0,45^2 \times 14,2 \cdot 10^3}}{0.857 - \frac{0.02}{0.45}} = 0.28$$

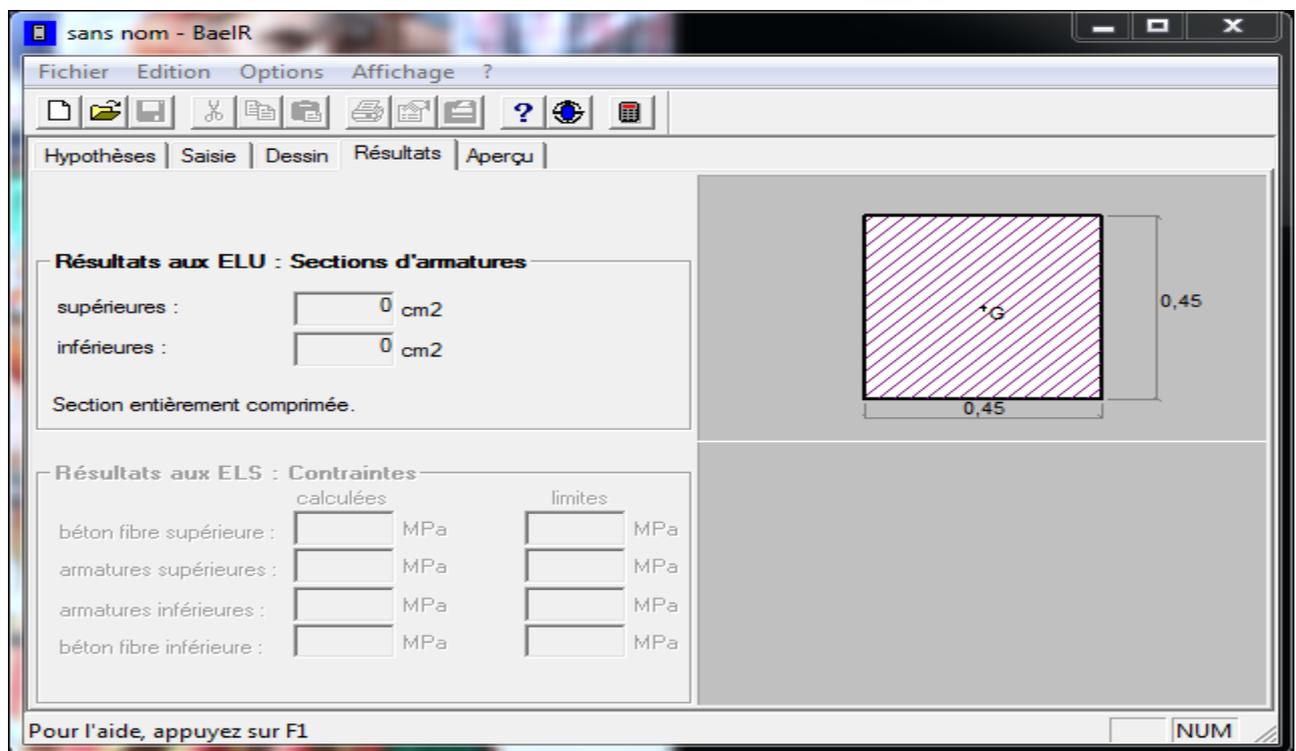
$$A_1 = \frac{1307,33 - 0.28 \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 0 \text{ cm}^2$$

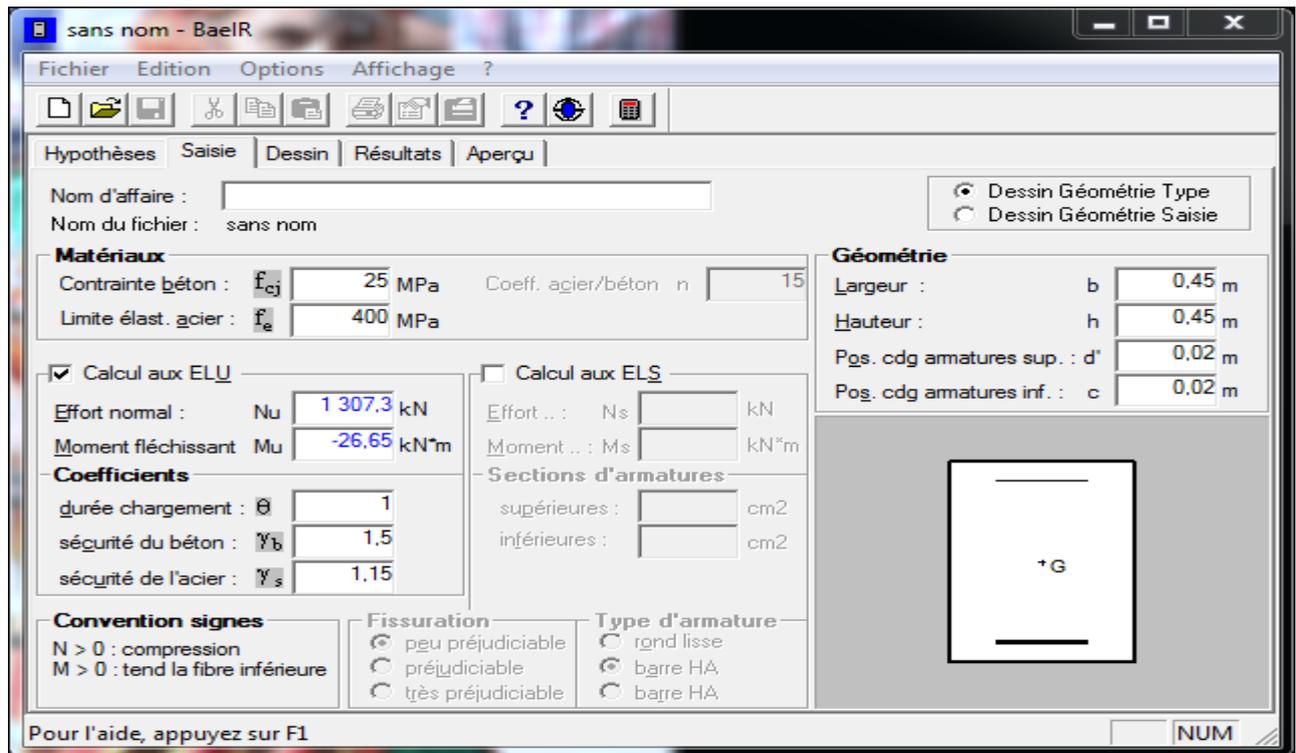
**Donc :**

$$A_1=0 \quad \text{et} \quad A_2=0$$

### **C)Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :





### Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- Zone I : sous-sol + RDC,
- Zone II : 1er et 2ème étage.
- Zone III : 3ème au 4ème étage.
- Zone IV : 5ème au 6ème étage.

### VI.1.4) Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrillages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel

SOCOTEC. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau accompagnée en bas :

Section	Effort normale N « KN »	Moment M « KN.m »	e	$\frac{h}{2} - c$	observation	A <sub>sc</sub> (sup) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (45x45)</b>	N <sub>max</sub> =1307,33	M <sub>corr</sub> =-26,653	0.0203	0.205	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> =-287,33	M <sub>corr</sub> =17,647	0.061	0.205	<b>SET</b>	2.89	5.37
	N <sub>corr</sub> =216,33	M <sub>max</sub> =167,108	0.77	0.205	<b>SPC</b>	0	9.54
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> =1008.33	M <sub>corr</sub> =20.874	0.0207	0.18	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> = 36.51	M <sub>corr</sub> =71.76	1.96	0.18	<b>SPC</b>	0	5.2
	N <sub>corr</sub> = 207.12	M <sub>corr</sub> =103.497	0.49	0.18	<b>SPC</b>	0	5.85
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> =634.13	M <sub>corr</sub> =13.695	0.021	0.155	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> =13.53	M <sub>corr</sub> =2.106	0.1556	0.155	<b>SPC</b>	0	0
	N <sub>corr</sub> =141.22	M <sub>corr</sub> =75.605	0.535	0.155	<b>SPC</b>	0	5.42
<b>Zone IV (30x30)</b>	N <sub>max</sub> =301.7	M <sub>corr</sub> =-13.252	0.043	0.13	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> =-14.19	M <sub>corr</sub> =0.316	0.022	<b>0.13</b>	<b>SET</b>	0.17	0.24
	N <sub>corr</sub> =51.08	M <sub>corr</sub> =46.533	0.91	<b>0.13</b>	<b>SPC</b>	0	4.53

**Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.**

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
sous-sol + RDC.	(45x45)	2.89	9.54	16.2	20,6	4HA20+4HA16
1 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	0	5.85	12.8	14,2	4HA16+4HA14
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	0	5.42	9.8	10,67	4HA14+4HA12
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	0.17	4.53	7.2	9.04	4HA12+4HA12

### VI.1.5) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99(Art A8.1.3) :**

✚ **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} \left( \text{Selon BAEL 91 modifier } \frac{99}{\text{Art}} \text{ A8.1.3} \right).$$

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} 6.67 \text{ mm.}$$

Soit:  $\phi_t > 8 \text{ mm.}$

**Avec :**

$\Phi_1$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

**Avec :**

$A_t$  : armatures transversales.

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

✚ **Espacement des armatures transversales «  $S_t$  » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

▪ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1; 15cm) \quad \text{longitudinale.}$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15cm) = \min(12; 15cm) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

▪ Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_1$$

$$S_t \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**Avec :**

$\phi_L = 12\text{mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**On adopte :**  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

▪ **Coefficient correcteur «  $\rho$  » :** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5.$$

▪ **Calcul d'élançement géométrique :**

<b>SECTION DES POTEAUX (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>L<sub>0</sub> (m)</b>	<b>L<sub>f</sub>=0.7L<sub>0</sub>(m)</b>	<b><math>\lambda_g = \frac{L_f}{a}</math></b>
<b>(45x45)</b>	4,14	2.898	6.44
<b>(45x45)</b>	4 .08	2.856	6.347
<b>(40x40)</b>	3.06	2.142	5.355
<b>(35x35)</b>	3.06	2.142	6.12
<b>(30x30)</b>	3.06	2.142	7.14

**Tableau VI.1.4 des valeurs de l'élançements géométrique  $\lambda_g$  .**

Les valeurs des efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS et résumés par le tableau suivant :

<b>Niveau</b>	<b>Section (cm2)</b>	<b>Effort tranchant max à l'ELU (KN)</b>	<b>Effort tranchant max à l'ELS (KN)</b>
<b>sous-sol + RDC,</b>	<b>Zone I (45x45)</b>	145.63	20.37
<b>1er et 2ème étage</b>	<b>Zone II (40x40)</b>	69.68	8.24
<b>Du 3ème au 4ème étage</b>	<b>Zone III (35x35)</b>	50.7	9.4
<b>Du 5ème au 6ème étage</b>	<b>Zone IV (30x30)</b>	31.6	8,78

**TabVI.1.5 : valeurs des efforts tranchants.**

✚ **Pour poteau (30×30) (étage 5-6) :**

$$\lambda_g = 7,14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

L'effort tranchant max  $V_u = 31,6 \text{ KN}$ .

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 31,6}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 65,83 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 31,6}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 98,75 \text{ mm}^2.$$

✚ **Poteau (35×35) (étage 3-4) :**

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

L'effort tranchant max  $V_u = 50,7 \text{ KN}$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 50,7}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 90,53 \text{ mm}^2.$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 50,7}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 135,80 \text{ mm}^2.$$

✚ **Poteau (40×40) (étage 1-2) :**

$$\lambda_g = 6,347 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

L'effort tranchant max  $V_u = 69,68 \text{ KN}$ .

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 69,68}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 163,31 \text{ mm}^2.$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 69,68}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 108,87 \text{ mm}^2.$$

✚ **Poteau (45×45) (RDC et sous-sol) :**

$$\lambda_g = 6.44 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

L'effort tranchant max  $V_u = 145,63$  KN

- En zone nodale :  $S_t = 10$  cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 145,63}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 202,26 \text{ mm}^2.$$

- En zone courante :  $S_t = 15$  cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 145,63}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 303,39 \text{ mm}^2.$$

**VI.1.6) Vérifications à l'ELU :**

✚ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

**Avec :**

$\tau_{bu}$  : Contrainte de cisaillement.

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée.

$b$  : la largeur de la section étudiée.

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

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

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$L_0 = 4.14 \text{ cm}$  pour sous-sol.

$L_0 = 4.08 \text{ cm}$  pour RDC.

$L_0 = 3.06 \text{ cm}$  pour les autres étages.

Poteaux	$V_u$	b	d	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\tau_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(45x45) sous-sol + RDC	145.63	45	43	6.347	0.075	0.752	1.875	cv
(40x40) du 1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étage.	69.68	40	38	5.355	0.075	0.360	1.875	cv
(35x35) du 3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	50.7	35	35	6.12	0.075	0.262	1.875	cv
(30x30) du 5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage.	31.6	30	30	7.14	0.075	0.163	1.875	cv

Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement.

#### ✚ Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

-Pour les HA12 :  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm.}$

-Pour les HA14 :  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.}$

-Pour les HA16 :  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm.}$

-Pour les HA 20 :  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm.}$

**✚ Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) :**

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les HA12 :  $L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$
- Pour les HA14 :  $L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
- Pour les HA16 :  $L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$
- Pour les HA20 :  $L = 40 \times \emptyset = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$

**✚ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2):**

$\frac{A_t}{b \cdot St}$  en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- Si  $\lambda_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- Si  $3 \leq \lambda_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Poteaux	$\lambda_g$	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = \% \times b \times S_t (cm^2)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choi} (cm^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(45x45) sou-sol + RDC	6.347	0.3%	nodale	1.35	2.022	4HA10 =3.14	CV
			courante	2.025	3.033	4HA10 =3.14	CV
(40x40)du 1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étage	5,355	0.3%	nodale	1.2	1.633	4HA8 =2.01	CV
			courante	1.8	1.088	4HA8 =3.14	CV
(35x35)du 3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	6,12	0.3%	nodale	1.05	0.905	4HA8 =2.01	CV
			courante	1.575	1.358	4HA8=2.01	CV
(30x30)du 5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage.	7,17	0.3%	nodale	0.9	0.658	4HA8 =2.01	CV
			courante	1.35	0.987	4HA8 =2.01	CV

**Tableau VI.1.7: Sections des armatures transversales.**

**Remarque :**

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{min} < A_{choi}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (sous-sol, RDC,) seront encadrées avec un cadre de T10 sections transversales ( $4\phi 10 = 3.14cm^2$ ) dans la zone courante et la zone nodale..
- Les armatures longitudinales des poteaux (du 1<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage) seront encadrées avec un cadre de T8 de sections transversales ( $4HA8 = 2.01cm^2$ ) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum  $10 \phi_t \text{ min} = 8cm$ .

**VI.1.7) Vérification à L'ELS :****+ Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**+ Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_S > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd.$$

**Avec :**

$A_{min}$  : section minimale d'aciers tendus.

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers.

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS.

$d$  : hauteur utile.

$A_S$  : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normale N « KN »	Moment M « KN.m »	$\epsilon_s \ll m \gg$	$A_{min}$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b> (45x45)	$N_{max}=933,07$	$M_{corr}=9,388$	0.01	5.74	<b>20.6</b>	CV
	$N_{min}=278.89$	$M_{corr}=0,736$	0.002	5.57		
	$N_{corr}=831$	$M_{max}=28.826$	0.03	5,74		
<b>Zone II</b> (40x40)	$N_{max}=-736.09$	$M_{corr}=14.929$	0.02	4.51	<b>14.2</b>	CV
	$N_{min}=166.21$	$M_{corr}=0.118$	0.0007	4.51		
	$N_{corr}=736.09$	$M_{max}=14.929$	0.020	4.51		
<b>Zone III</b> (35x35)	$N_{max}=463.11$	$M_{corr}=9.971$	0.021	3.43	<b>10.67</b>	CV
	$N_{min}=77.76$	$M_{corr}=0.181$	0.002	3.43		
	$N_{corr}=339.62$	$M_{max}=13.65$	0.04	3.43		
<b>Zone IV</b> (30x30)	$N_{max}=220.68$	$M_{corr}=-1.986$	0.008	2.49	<b>9.04</b>	CV
	$N_{min}=11.8$	$M_{corr}=0.193$	0.016	2.49		
	$N_{corr}=108.57$	$M_{max}=12.97$	0.119	2.49		

**Tableau VI.1.8 : vérification de la condition de non fragilité.**

**✚ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99):**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa.$$

**Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Section	Effort normale N « KN »	Moment M « KN.m »	Observation	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
<b>Zone I</b> (45x45)	$N_{max}=933,07$	$M_{corr}=9,388$	SEC	3.88	3.18	15	CV
	$N_{min}=278.89$	$M_{corr}=0,736$	SET	1.08	1.03	15	CV
	$N_{corr}=831$	$M_{max}=28.826$	SPC	4.22	2.07	15	CV
<b>Zone II</b> (40x40)	$N_{max}=-736.09$	$M_{corr}=14.929$	SEC	0	0	15	CV
	$N_{min}=166.21$	$M_{corr}=0.118$	SPC	0.83	0.81	15	CV
	$N_{corr}=736.09$	$M_{corr}=14.929$	SPC	4.48	2.78	15	CV
<b>Zone III</b> (35x35)	$N_{max}=463.11$	$M_{corr}=9.971$	SEC	3.86	2.13	15	CV
	$N_{min}=77.76$	$M_{corr}=0.181$	SEC	0.52	0.49	15	CV
	$N_{corr}=339.62$	$M_{corr}=13.65$	SPC	3.38	1.02	15	CV
<b>Zone IV</b> (30x30)	$N_{max}=220.68$	$M_{corr}=-1.986$	SEC	1.62	2.15	15	CV
	$N_{min}=11.8$	$M_{corr}=0.193$	SEC	0.13	0.08	15	CV
	$N_{corr}=108.57$	$M_{corr}=12.97$	SPC	2.76	0	15	CV

**Tableau VI.1.9: Vérification des contraintes.**

**Conclusion :**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement (RPA.99-V 2003) en zone II.

<b>Zones</b>	<b>Niveau</b>	<b>Section(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Armature longitudinales</b>
<b>Zones I</b>	Sous-sol +RDC	(45x45)	4HA20+4HA16
<b>Zones II</b>	1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	4HA16+4HA14
<b>Zones III</b>	3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	4HA14+4HA12
<b>Zones IV</b>	5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	4HA12+4HA12

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

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS) en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS et les sollicitations maximales qui seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**
    - $1.35G + 1.5Q \dots\dots(ELU)$
    - $G + Q \dots\dots\dots(ELS)$
  - **Combinaison accidentelle :**
    - $G + Q \pm E$
    - $0.8G \pm E$
- (BAEL 91 / modifié 99).
- (RPA 99 /version 2003).

### **VI.2.1) Recommandations du RPA99/version 2003 :**

#### **a) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :**

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

**$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$  en toute section.**

- **Poutres principales (30x40) :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$ .
- **Poutres secondaires(30x35) :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

#### • **En zone courante :**

**-Poutres principales :**  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$ .

**-Poutres secondaires :**  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$ .

• **En zone de recouvrement :**

-**Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$ .

-**Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2$ .

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : **40 $\phi$**  en zone I, IIa et IIb.  
**50 $\phi$**  en zone III.

**b) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-En zone nodale.....  $s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$

-En dehors de la zone nodale.....  $s_t \leq \frac{h}{2}$

**Avec :**

- ✓  $\phi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**C) Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- ✓  $A \frac{1}{5}$  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.
- ✓  $A \frac{1}{4}$  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.

 **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

## **VI.2.2) Ferrailage des poutres à l'ELU :**

### **a) Calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, la détermination de la section d'armature longitudinales se fait en suivant les étapes suivantes :

- **Calcul du moment réduit  $\mu$ :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,2 \text{MPa}; \gamma_b = 1,5 (\text{situation durable}).$$

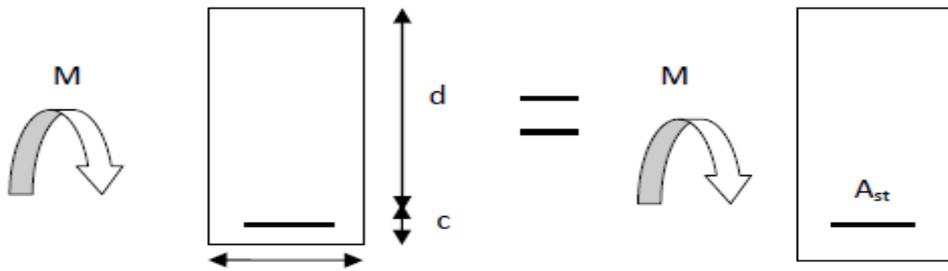
$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1\text{h} \end{array} \right.$$

Ensuite on compare les deux moment réduit  $\mu$  et  $\mu_1$ .

#### **❖ 1er cas :**

Si  $\mu < \mu_1 = 0,392$   $\longrightarrow$  Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .



La section d'acier tendue sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**Avec :**

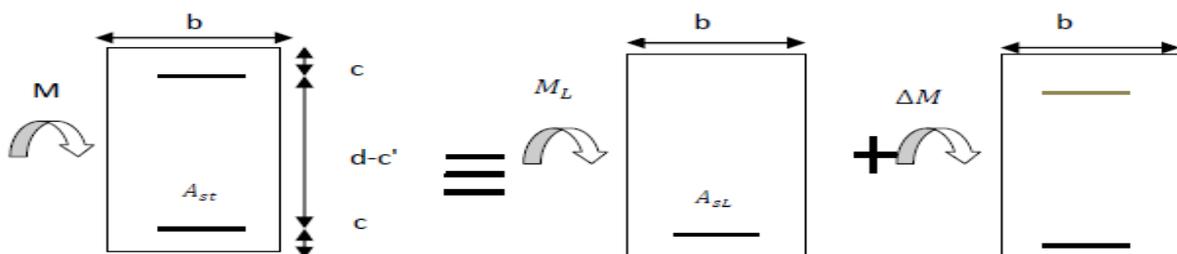
**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

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

❖ **2<sup>eme</sup> cas :**

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ en compression.}$$

**Avec :**

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

**M<sub>u</sub>** : Moment sollicitant.

**M<sub>e</sub>** : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	$F_{c28}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$F_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ (MPa)
Accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

**VI.2.3) Exemple de calcul :**

**a) Poutres principales (30 × 40):**

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{95.195 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = \mathbf{0,154} < \mu_1 = \mathbf{0,390}.$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,154} \longrightarrow \beta = 0,916$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{95.195 \times 10^3}{0,916 \times 38 \times 348} = 7.85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{64.257 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = \mathbf{0,104} < \mu_1 = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,104} \longrightarrow \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64.257 \times 10^3}{0.945 \times 38 \times 348} = 5.14 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min}$	ferrailage	A adoptée ( $\text{cm}^2$ )
Aux appuis	95.195	0.154	SSA	0.916	7.85	6.00	3HA14+3HA16	10.65
En travée	64.257	0.104	SSA	0,945	5.14	6.00	3HA16	6.03

### b)Poutre secondaires(30 × 35) :

#### ▪ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{65.937 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0.142} < \mu_1 = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,142} \longrightarrow \beta = 0,923$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65.937 \times 10^3}{0,923 \times 33 \times 348} = 6.22 [\text{cm}^2]$$

#### ▪ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{56.068 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0.120} < \mu_1 = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,120} \longrightarrow \beta = 0.936$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.068 \times 10^3}{0.936 \times 33 \times 348} = 5.21 [\text{cm}^2]$$

Poutre secondaire	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée ( $\text{cm}^2$ )
Aux appuis	65,937	0.142	SSA	0,923	6.22	3HA12+3HA14	8.01
En travée	56.068	0.120	SSA	0.936	5.21	3HA12+3HA14	8.01

### VI.2.4) Vérification des armatures longitudinales :

#### a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

##### **✚ Poutres principales PP (30 × 40):**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2.$$

##### ▪ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.37 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ▪ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 6.03 > A_{\text{min}} = 1.37 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### **✚ Poutres secondaires PS(30 × 35):**

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ▪ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$$

##### Avec :

$T_u^{\text{max}}$ : Effort tranchant max a l'ELU obtenu à partir de logiciel ETABS.

##### **✚ Poutres principales (30x40):** $T_u^{\text{max}} = 106,1 \text{ KN} .$

$$\tau_u = \frac{106.1 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.93 \text{ MPa.}$$

✚ **Poutres secondaires (30x35):**  $T_u^{\max}=80.09 \text{ KN}$ .

$$T_u = \frac{80.09 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,808 \text{ MPa}.$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

✚ **Poutres principales (30x40):**

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ **Poutres secondaires PS (30x35):**

$$\tau_u = 0.808 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### **c) Influence de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0$$

✚ **Poutres principales PP(30 × 40):**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = \mathbf{684 \text{ KN}}.$$

**On a :**

$$T_u^{\max} = 106.1 \text{ KN} < 684 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Poutres secondaires PS (30 × 35) :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ KN.}$$

**On a :**

$$T_u^{\max} = 80,09 \text{ KN} < 594 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

✚ **Poutres principales PP(30x40) :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{106,1 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 282,6} = 1,097 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,097 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Poutres secondaires PS (30x35) :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,492 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{80,09 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 1,101 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Ancrage des armatures (longueur de scellement):**

▪ **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

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

▪ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

- Pour les HA12:  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33$  cm.
- Pour les HA14:  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38$  cm.
- Pour les HA16:  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44$  cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4L<sub>s</sub>**, pour les aciers **HA**.

- Pour les HA12:  $L_a = 0.4 \times 42.33 = 16,932$  cm.
- Pour les HA14:  $L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.75$  cm.
- Pour les HA16:  $L_a = 0.4 \times 56.44 = 22,576$  cm.

**f) Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_1$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✚ **Poutres principales (30 × 40) :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right) \min\left(\frac{40}{35}, \phi_1, \frac{30}{10}\right) = \min(1.14; 1,4; 3) = 1.4 \text{ mm.}$$

On prend :  $\phi = 8$  mm.

On choisira un cadre + un étrier soit  $\phi = 8$  mm.

✚ **Poutres secondaire (30 × 35) :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right) \min\left(\frac{35}{35}, \phi_1, \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1,2; 3) = 1 \text{ cm.}$$

on prend :  $\phi = 8$  mm.

On choisira un cadre + un étrier soit  $\phi = 8$  mm.

**g) Espacement d'armatures :****+ Poutres principales (30X40) :**▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4\right) = \min(10; 16,8)$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

▪ **Zone courante :**

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

Soit :

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

**+ Poutres secondaires (30X35):**▪ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) S_t \leq \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2\right) = \min(8,75; 14,4)$$

Soit :

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

▪ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

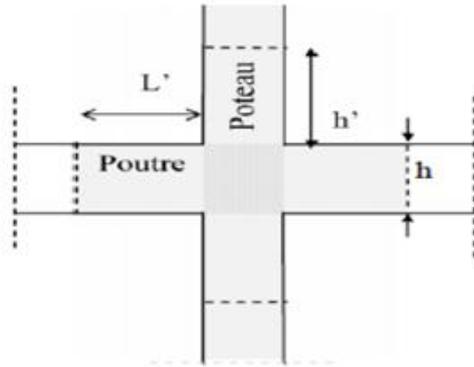
Soit :

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

**h) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**h:** Hauteur de la poutre.**b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>:** Dimensions du poteau.**h<sub>e</sub>:** Hauteur entre nus des poteaux.



**Délimitation de la zone nodale.**

**On aura :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

- Poutres principales(30x40) :  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .
- Poutres secondaires(30x35) :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

✓ **Remarque :**

Le premières cadre d'armatures transversales doit être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**i) Armatures transversales minimales :**

Selon le RPA 99/version 2003 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_{tmin}$$

✚ **Poutres principales (30x40) :**

▪ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0.9 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$A_{adop} = 2,01[\text{cm}^2] > A_{tmin} = 0,9 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

▪ **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1,8 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 2,01[cm^2] > A_{tmin} = 1,8 [cm^2] \quad \longrightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

✚ **Poutre secondaire(30x35):**

• **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0,9 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 2,01[cm^2] > A_{tmin} = 0.9 [cm^2] \dots\dots\dots\mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

• **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 2,01[cm^2] > A_{tmin} = 1,35 [cm^2] \dots\dots\dots\mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

## **VI.2.5 Vérification à L'ELS :**

### **1. Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

### **2. Etat limite de compression du béton :**

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348[MPa]$ .
- ❖ Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$ .

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\beta_1$  Est en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

✚ **Poutre principale (30x40):**

Poutre principale	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	K <sub>1</sub>	k	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
Aux appuis	46.647	10,65	0.934	0,408	0,864	21.76	0.045	133.40	6.13	15	cv
En travée	32.149	6.03	0.528	0.327	0.891	30.87	0,032	157.46	5.10	15	cv

✚ **Poutre secondaire :**

Poutre secondaire	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	K <sub>1</sub>	k	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
Aux appuis	40.87	8.01	0.809	0,387	0,871	23,76	0,043	177.51	7.47	15	cv
En travée	27.579	8.01	0.809	0.387	0,871	23.76	0,043	119.78	5.04	15	cv

**VI.2.6 Vérification de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{\text{ETABS}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- **Sens des poutres principales :**

$$f_{\text{ETABS}} = 0,056\text{cm} < \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8\text{cm}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens des poutres secondaires :**

$$f_{\text{ETABS}} = 0,013\text{cm} < \frac{430}{500} = 0,86\text{cm}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### **VI.3.1) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en quatre zones :

- Zone I : sous- sol et RDC.
- Zone II : 1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup> étages .
- Zone III : du 3<sup>eme</sup> étages jusqu'au 4<sup>eme</sup>étages.
- Zone IV : du 5<sup>eme</sup> étages jusqu'au 6<sup>eme</sup>étages.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

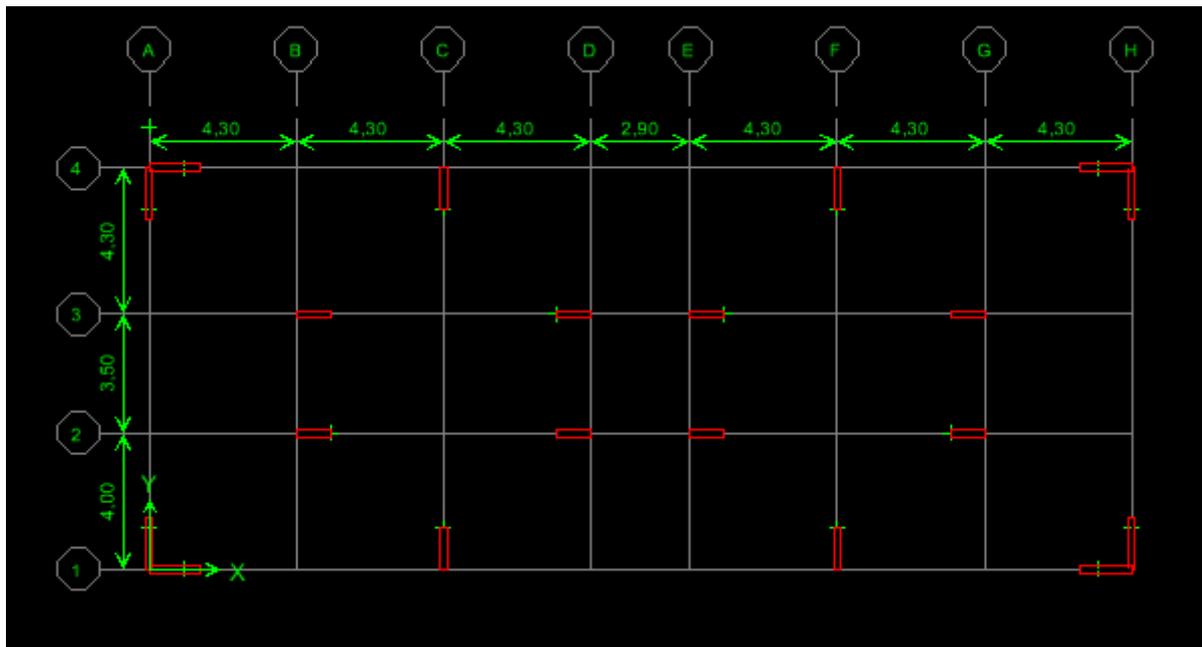


Figure VI.3.1 Disposition des voiles.

### VI.3.2) comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base, il ya deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VI.3.3) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}].$$

**Avec :**

$h_e$ : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

$L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L$  : longueur du voile.

$L_t$ : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

**VI.3.4) Détermination des diagrammes de contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C) .
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

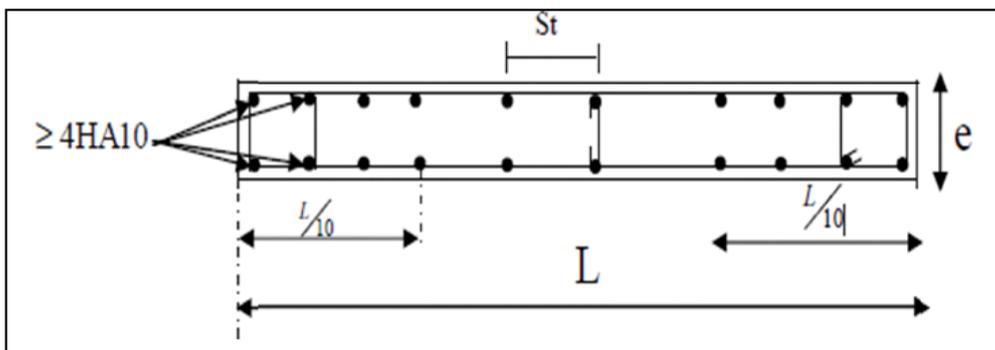
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

**VI.3.5 Détermination des armatures:****a) Armatures verticales :**

Armatures verticales	
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure VI.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles .**

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**b) Armatures minimales :**

**+ Compression simple (Art A.8.1; 21 /BAEL91 modifié99):**

- $A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

**Avec:**

B : section du béton comprimée.

**+ Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

**Avec:**

B : section du béton tendue       $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.2\%B$$

**+ Armatures horizontales :**

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

**Avec:**

$A_V$ : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**✚ Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_v$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.

$A_v$  et  $A_H > 0,10\%B$ .....en zone courante.

**Avec :**

B: section du béton.

▪ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

▪  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

▪  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

▪ **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

**✚ Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

### **✚ Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**Avec :**

$$\bar{V} = 1,4V_u.$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### **VI.3.6) Les vérifications:**

#### **✚ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

**Avec :**

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

#### **✚ Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement.

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

**Avec :**

$$\bar{V} = 1,4V_u .$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**VI.3.7) Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale Z1 VT1 L= 1 .2 m.

**+ Caractéristiques géométriques:**

L(m)	Ep(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
1.20	0.20	0.24	0.028

Tableau VI.3.1 : Caractéristiques géométriques.

**Avec :**

-Calcul de l'inertie:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{Ep \times l^3}{12} = \frac{0.20 \times 1.2^3}{12} = 0.028 \text{ m}^4.$$

-Calcul de la section:

$$B = Ep \times L = 0.20 \times 1 .2 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 7718 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_{\min} = -5230.69 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right. \quad \text{SPC}$$

**+ Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5230,69}{7718 + 5230,69} \times 1.2 = 0.715 \text{ m}.$$

$$L_t = L - L_c = 1.2 - 0.715 = 0.485 \text{ m}.$$

**+ Calcul «  $d$  » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ ):

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{0.485}{2} = 0,242 \text{ m} .$$

### ✚ Détermination de N:

Pour la zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{5230.69(0.485 - 0.242)}{0.485} = 2615.345 \text{KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5230.69 + 2615.345}{2} \times 0.242 \times 0.20 = 190.167 \text{KN}.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2615.345}{2} \times 0.242 \times 0.20 = 63.389 \text{KN}.$$

### ✚ Calcul des armatures verticales:

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{190.167 \times 10}{348} = 5.465 \text{cm}^2.$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{63.389 \times 10}{348} = 1.822 \text{cm}^2.$$

### ✚ Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 583.940 \times 10}{400} = 22.482 \text{cm}^2.$$

### ✚ Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) = 2.424 \text{cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.465 + \left(\frac{22.482}{4}\right) = 11.082 \text{cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.822 + \left(\frac{22.482}{4}\right) = 7.422 \text{cm}^2 / \text{bande}$

### Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1 = 11.082 \text{cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}12 = 13.56 \text{cm}^2$	$S_t = 10 \text{cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2 = 7.422 \text{cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}12 = 13.56 \text{cm}^2$	$S_t = 16 \text{cm}$

**Tableau VI.3.2: Ferrailage adopté.**

### ✚ Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{22.482}{4} = 5.62 \text{ cm}^2.$$

- D'après le RPA:

$$A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 400 = 15 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_H = 15 \text{ cm}^2 .$$

Soit :  $2 \times 5\text{HA}10 = 7.84 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_H = 20 \text{ cm}$ .

### ✚ Armature transversales :

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. On adopte 4HA8 ( $2,01 \text{ cm}^2$ ) par  $\text{m}^2$ .
- ✓ Pour les potelets : Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

### VI-3-6 Vérification à l'ELS :

#### ✚ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 620.26 \times 10^3}{0.20 \times 0,9 \times 1.2 \times 10^6} = 4.02 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = 4.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{670.76 \times 10^3}{0.20 \times 0,9 \times 1.2 \times 10^6} = 3.10 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

✚ **Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1 :**

		Voile VL1			
		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	zone				
	L (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24
	I(m <sup>4</sup> )	0,029	0,029	0,029	0,029
v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6	0,6	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	2887,870	2383,840	1685,010	874,720
	Nmin (KN)	1147,240	1147,240	798,830	385,870
	M (KNm)	938,268	998,114	2045,100	299,880
	Nser (KN)	1990,400	1745,340	1233,920	940,970
	T (KN)	620,260	998,114	232,100	115,160
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	7462,170	2348,380	2270,270	1798,110
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-4565,000	-2195,690	-1536,290	-1086,550
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,745	0,620	0,716	0,748
	Lt(m)	0,455	0,580	0,484	0,452
	d(m)	0,228	0,290	0,242	0,226
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2282,500	1097,845	768,145	543,275
	N1 (KN)	155,941	95,486	55,803	36,834
	N2 (KN)	51,980	31,829	18,601	12,278
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	4,481	2,744	1,604	1,058
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,494	0,915	0,535	0,353
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2,277	2,899	2,422	2,260
	Avj (cm <sup>2</sup> )	23,880	38,427	8,936	4,434
	A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	10,451	12,351	3,837	2,167
	A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	7,464	10,521	2,768	1,461
Choix par nappe	bande 1	2x6HA12 =13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>
	bande2	2x6HA12 = 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>
Espacement	bande 1	10	10	10	10
	bande2	16	16	16	16
Armatures horizontales/nappe	Av/4	2,61	3,09	0,96	0,56
	0,15%B	0,683	0,870	0,726	0,678
	Ah adoptée	7,85 cm <sup>2</sup>	7,85 cm <sup>2</sup>	7,85 cm <sup>2</sup>	7,85 cm <sup>2</sup>
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
Vérification des contrainte	ζb=5	1,577	2,537	0,590	0,293
	ζu=3,25	1,126	1,812	0,421	0,209
	σbc=15	7,177	5,334	3,018	1,940

**Tableau VI.3.3: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1.**

✚ **Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2 :**

		Voile VL2				
		zone	I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L (m)	1	1	1	1	1
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m <sup>2</sup> )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	I(m <sup>4</sup> )	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	7369,140	5831,010	4324,480	2373,380	
	Nmin (KN)	3326,290	2752,740	2049,280	1105,340	
	M (KNm)	139,451	29,259	37,526	70,577	
	Nser (KN)	5362,380	4251,120	3153,940	1733,420	
	T (KN)	583,940	514,260	428,300	245,700	
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	7718,000	5513,800	4999,330	4192,370	
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-5230,690	-4535,190	-3682,630	-2628,930	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,596	0,549	0,576	0,615	
	Lt(m)	0,404	0,451	0,424	0,385	
	d(m)	0,202	0,226	0,212	0,193	
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2615,345	2267,595	1841,315	1314,465	
	N1 (KN)	158,472	153,508	117,155	75,989	
	N2 (KN)	52,824	51,169	39,052	25,330	
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	4,554	4,411	3,367	2,184	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,518	1,470	1,122	0,728	
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2,020	2,257	2,121	1,927	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	22,482	19,799	16,490	9,459	
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	10,174	9,361	7,489	4,548		
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	7,138	6,420	5,245	3,093		
Choix par nappe	bande 1	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>	
	bande2	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 15,84cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>	
Espacement	bande 1	10	10	10	10	
	bande2	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	Av/4	2,54	2,34	1,87	1,14	
	0,15%B	0,606	0,677	0,636	0,578	
	Ah adoptée	14,14 cm <sup>2</sup>	14,92	14,92	14,92	
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
Vérification des contrainte	ζb=5	1,484	1,307	1,089	0,625	
	ζu=3,25	1,060	0,934	0,778	0,446	
	σbc=15	22,596	14,803	8,550	3,895	

**Tableau VI.3.4: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2.**

### ✚ Ferrailage des Voiles transversales VT1:

Voile VT1					
zone		I	II	III	IV
caracteristiques geometriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24
	I(m <sup>4</sup> )	0,029	0,029	0,029	0,029
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	7369,140	3897,150	1678,770	875,450
	Nmin (KN)	3326,290	1880,730	797,100	387,100
	M (KNm)	139,451	564,726	295,020	276,285
	Nser (KN)	2136,690	2843,030	1229,370	641,490
	T (KN)	583,940	250,240	389,634	151,630
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	7718,000	4682,920	2153,140	1872,240
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-5230,690	-4479,900	-1503,890	-1000,200
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,715	0,613	0,707	0,782
	Lt(m)	0,485	0,587	0,493	0,418
	d(m)	0,242	0,293	0,247	0,209
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2615,345	2239,950	751,945	500,100
	N1 (KN)	190,167	197,129	55,660	31,345
	N2 (KN)	63,389	65,710	18,553	10,448
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	5,465	5,665	1,599	0,901
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,822	1,888	0,533	0,300
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2,424	2,934	2,467	2,089
	Avj (cm <sup>2</sup> )	22,482	9,634	15,001	5,838
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	11,085	8,073	5,350	2,360	
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	7,442	4,297	4,283	1,760	
choix par nappe	bande 1	2x6HA12= 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>
	bande2	2x6HA12= 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 13,56 cm <sup>2</sup>
espacement	bande 1	10	10	10	10
	bande2	16	16	16	16
Armatures horizontales/nappe	Av/4	2,77	2,02	1,34	0,59
	0,15%B	0,727	0,880	0,740	0,627
	Ah adoptée	14,14 cm <sup>2</sup>	14,92	14,92	14,92
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	1,484	0,636	0,990	0,385
	ζu=3,25	1,060	0,454	0,707	0,275
	σbc=15	7,705	8,689	3,007	1,323

**Tableau VI.3.5: Ferrailage des Voiles longitudinaux VT1.**

✚ **Ferrailage des Voiles transversales VT1:**

		Voile VT2				
		zone	I	II	III	IV
caracteristiques geometriques	L (m)	1	1	1	1	1
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m <sup>2</sup> )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	I(m <sup>4</sup> )	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	4560,000	3897,150	2894,710	1586,350	
	Nmin (KN)	2147,490	1880,730	1392,570	749,120	
	M (KNm)	659,727	3897,150	446,549	263,607	
	Nser (KN)	2448,150	2843,030	2112,180	1542,460	
	T (KN)	420,910	250,240	202,710	116,060	
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	7254,160	4682,920	4272,560	3334,210	
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-4839,770	-4479,900	-3469,080	-2222,680	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,600	0,511	0,552	0,600	
	Lt(m)	0,400	0,489	0,448	0,400	
	d(m)	0,200	0,244	0,224	0,200	
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2419,885	2239,950	1734,540	1111,340	
	N1 (KN)	145,259	164,274	116,589	66,678	
	N2 (KN)	48,420	54,758	38,863	22,226	
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	4,174	4,721	3,350	1,916	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,391	1,574	1,117	0,639	
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2,001	2,445	2,241	2,000	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	16,205	9,634	7,804	4,468	
	A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	8,225	7,129	5,301	3,033	
	A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	5,443	3,982	3,068	1,756	
choix par nappe	bande 1	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56 cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42cm <sup>2</sup>	
	bande2	2x6HA12 = 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12 = 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 13,56cm <sup>2</sup>	2x6HA10 = 9,42 cm <sup>2</sup>	
espacement	bande 1	10	10	10	10	
	bande2	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	Av/4	2,06	1,78	1,33	0,76	
	0,15%B	0,600	0,733	0,672	0,600	
	Ah adoptée	14,14 cm2	14,92	14,92	14,92	
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
verification des contrainte	ζb=5	1,070	0,636	0,515	0,295	
	ζu=3,25	0,764	0,454	0,368	0,211	
	σbc=15	10,316	9,900	5,726	3,466	

**Tableau VI.3.6: Ferrailage des Voiles longitudinaux VT2.**

# *Chapitre VII*

## *Etude de l'infrastructure*



## **Introduction :**

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

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.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique ont : (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont : (pieux, puits).

### **VII.1) 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 terrassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

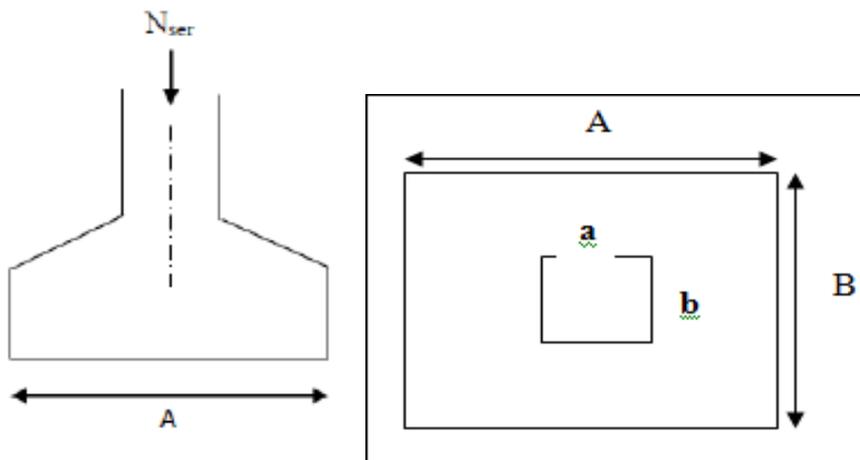
## **VII.2) Dimensionnement:**

### **VII.2.1) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux RDC. Ils sont dimensionnés en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- $N_{s,max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).
- $S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S=A \times B$ ).
- $\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2 bars.



**Figure VII.1 Schéma de la semelle isolée.**

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{933.07}{200}} = 2.15\text{m.}$$

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

**VII.2.2) Semelles filantes :****a. Semelles filantes sous voiles :**

Les semelles filantes sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

Elles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 0,20[\text{MPa}]$ ).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

voiles	$N_s$ [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m <sup>2</sup> ]
VL1	1745.39	1.20	7.27	8.72
VL2	4251.12	1	21.25	21.25
				29.97

**Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) .**

voiles	$N_s$ [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m <sup>2</sup> ]
VT1	1715.30	1.2	7.14	8.56
VT2	2769.59	1	13.84	13.84
				<b>22.40</b>

**Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).**

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 29.97 + 22.40 = 52.37 \text{ [m}^2\text{]}$$

### **b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

#### **✚ Hypothèse de calcul :**

Une semelle 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 agissant sur la semelle.

#### **✚ Etapes de calcul :**

Déterminer la résultante des charges « R » ( $R = \sum N_i$ ),

Puis la coordonnée de cette résultante « e »  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$ ,  $e_i$  est la distance entre le CDG de la semelle et le point d'application de la charge  $N_i$ ,

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

- Si  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.
- Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Poteaux	N [KN]	$M_i$ [KN.m]	$e_i$ [m]	$N \times e_i$
P1	838.74	13.478	-5.9	-4948.566
P2	898.08	4.167	-1.6	-1436.928
P3	927.96	-26.409	1.6	1484.736
P4	933.07	-15.759	5.9	5505.113
<b>Somme</b>	<b>3597.85</b>	<b>-24.523</b>		<b>604.355</b>

**Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.**

La charge totale transmise par les poteaux est :  $N_t = 3597.85\text{KN}$ .

**✚ Exemple de calcul :**

-Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{604.355 - 32.857}{3597.85} = 0,15 \quad \Rightarrow \quad e = 0.15\text{m}$$

Avec :  $R = \sum N_i$

▪ **Détermination de la distribution par [ml] de la semelle :**

$$e = 0,15[\text{m}] \leq \frac{L}{6} = 2.01[\text{m}] \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3597.85}{12.1} \left(1 - \frac{6 \times (0,15)}{12.1}\right) = 275.22\text{KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3597.85}{12.1} \left(1 + \frac{6 \times (0,15)}{12.1}\right) = 319.45\text{KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3597.85}{12.1} \left(1 + \frac{3 \times (0,15)}{12.1}\right) = 308.40\text{KN/m.}$$

▪ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{308.40}{200} = 1,54[\text{m}] ; \text{ On prend } B = 2 \text{ m.}$$

$$S_p = B \cdot L = 2 \times 12.1 = 24.2 \text{ m}^2.$$

**Avec :**

$S_p$  : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

$$S_{tot} = S_v + nS_p = 52.37 + 24.2 \times 8 = 245.97 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{tot} = 245.97 \text{ m}^2$$

**La surface totale du bâtiment :**

$$S_{\text{bâtiment}} = 29 \times 12.1 = 350.9 \text{ m}^2.$$

- **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{245.97}{350.9} = 0.70 = 70 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{\text{bâtiment}}$$

**Conclusion:**

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 70 % ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général. Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

### **VII.2.3) Etude de radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

**VII.2.3.1) Pré-dimensionnement :**

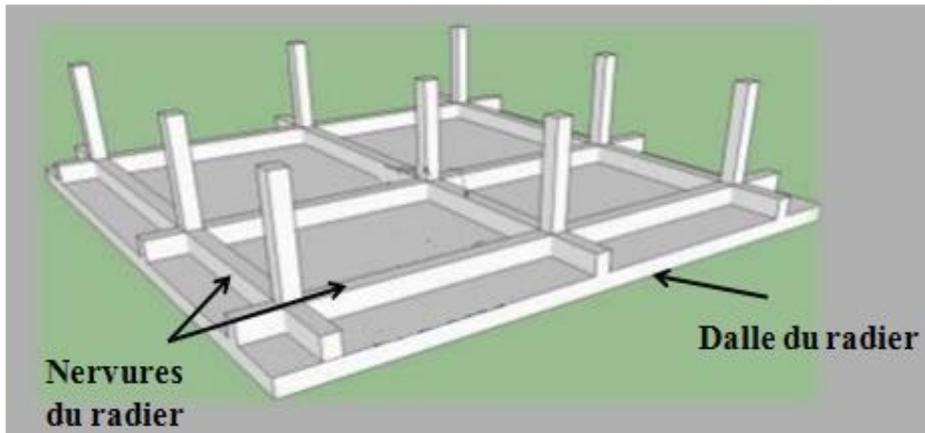


Figure VII.2: Schéma représentatif d'un radier général.

▪ **Épaisseur de radier (nervures) :**

L'épaisseurs de la nervures de radier «  $h_n$  » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{430}{10} = 43\text{cm. On prend : } h_n = 43\text{cm}$$

**Avec :**

$L_{\max}$  : distance entre deux nervures successifs ( $L_{\max}=4.3\text{m}$ ) .

- **Condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25\text{ cm}$ ).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{430}{8} \leq h_n \leq \frac{430}{5} \Rightarrow 53.75\text{cm.} \leq h_n \leq 86\text{cm.}$$

On prend :  **$h_n = 90\text{cm}$** .

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40 \text{ MPa}$
- $I$  : L'inertie de la section.
- $E$  : Module de déformation longitudinale différée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- $L_{max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.
- $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.3}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 85.45 [\text{cm}] \mathbf{h_n = 100 \text{ cm.}}$

Donc le choix final :  $\mathbf{h_n = 100 \text{ cm}}$

▪ **Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm Avec : une hauteur minimale de 25cm.}$$

On prend :  $\mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$

▪ **Epaisseur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis}).$$

$$\frac{430}{50} \leq h_t \leq \frac{430}{40}$$

$8.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.45 \text{ cm. Soit : } \mathbf{h_t = 10 \text{ cm.}}$

▪ **Largeur de la nervure :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour :  **$b_n = 50 \text{ cm}$**

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens :  **$h_n = 100 \text{ cm}$ .**
- Largeur de la nervure :  **$b_n = 50 \text{ cm}$ .**
- La hauteur de la dalle de radier :  **$h_d = 30 \text{ cm}$ .**
- Dalle flottante :  **$h_t = 10 \text{ cm}$ .**

**VII.2.3.2) Détermination des efforts :**

**a) Charges revenant à la superstructure :**

- Charge permanente :  $G_{\text{bâtiment}} = 30046.86 \text{ KN}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q_{\text{bâtiment}} = 5298.52 \text{ KN}$ .

**b) Combinaison d'action :**

- L'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30046.86 + 1.5 \times 5298.52 = \mathbf{48511.041 \text{ KN}}$ .
- L'ELS :  $N_s = G + Q = 30046.86 + 5298.52 = \mathbf{35345.38 \text{ KN}}$ .

**C) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

**-Etat limite ultime :** 
$$S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{48511.041}{1.33 \times 200} = \mathbf{182.37 \text{ m}^2}.$$

**-Etat limite de service:** 
$$S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{35345.38}{200} = \mathbf{176.726 \text{ m}^2}.$$

$$S_{radier} = \max ( S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS} ) = ( \mathbf{182.37 ; 176.726} ) = \mathbf{182.37 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = \mathbf{350.9 \text{ m}^2} > S_{\text{radier}} = \mathbf{182.37 \text{ m}^2}.$$

**Remarque :**

On remarque que la surface du bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on prévoit un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}) = (\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm} \Rightarrow$  soit un débord de :  $L_{deb}=50 \text{ cm}$  dans les 4 sens.

Donc, on aura une surface totale de radier :  $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{déb} = P \cdot L_{déb} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2 = (29 + 12.1) \times 2 \times 0.5 = 41.1 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow S_{déb} = 41.1 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 350.9 + 41.1 = 392 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow S_{rad} = 392 \text{ m}^2$$

**d) Détermination des efforts à la base du radier :****1) Poids de radier :**

$P_{radier}$  = poids de la dalle de radier + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**  $P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{béton}$

$$P_{dalle} = 392 \times 0.3 \times 25 = 2940 \text{ KN}.$$

- **Poids de la nervure :**  $P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{béton}$

$$P_{nervure} = 0.50 \times (1 - 0.3) \times (29 \times 8 + 12.1 \times 4) \times 25 = 2453.5 \text{ KN}.$$

- **Poids de TVO :**  $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$

**Avec:**

$$S_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$S_{nervures} = 0.5 \times (1 - 0.3) \times (29 \times 8 + 12.1 \times 4) = 98.14 \text{ m}^2.$$

**Donc:**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (392 - 98.14) \times (1 - 0.3) \times 17 = 3496.934 \text{ KN.}$$

**Avec:**

Le poids de la TVO :  $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$ .

- **Poids de la dalle flottante :**  $P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{\text{béton}}$

$$P_{dalle\ flottante} = (392 - 98.14) \times 0.1 \times 25 = 734.65 \text{ KN}$$

**d'où:**

$$G_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}$$

$$G_{radier} = 2940 + 2453.5 + 3496.934 + 734.65 = 9925.084 \text{ KN}$$

## **2) Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{bâtiment} = 5298.52 \text{ KN.}$$

$$Q_{radier} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2.5 \times 392 = 980 \text{ KN.}$$

## **3) Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 30046.86 + 9925.086 = 39971.94 \text{ KN.}$$

$$Q_t = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 5298.52 + 980 = 6278.52 \text{ KN.}$$

## **4) Combinaison d' actions :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 39971.94 + 1.5 \times 6278.52 = 63379.899 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 39971.94 + 6278.52 = 46250.46 \text{ KN.}$$

## **VII.2.3.3) Vérifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 modifie 99(Art A.5.1.1)) :**

Il faut vérifier que :  $\leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$  en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \text{ Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{48511.041 \times 1}{392} \times \frac{4.3}{2} = 266.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{266.06 \times 10^3}{1000 \cdot 270} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la stabilité du radier :**

**a) Calcul les caractéristique géométrique de radier :**

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{12.1}{2} = 6.05 \text{ m.}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{29 \times 12.1^3}{12} = 4281.27 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.1 \times 29^3}{12} = 24592.24 \text{ m}^4.$$

**a) Vérifier la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$  Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		M <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	Z(m)	M(KN.m)
Sens	xx	27386.089	1494.58	1	28880.669
	yy	26781.170	1457.77	1	28238.94

**Tableau VII.4 : Calcul du moment de renversement.**

- L'ELU : 
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$
- L'ELS : 
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

**Avec:**

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$S_{radier} = 392m^2 \quad N_u = 63379.899 \text{ KN} \quad N_s = 46250.46 \text{ KN}$$

**Exemple de calcul:**

**-Sens X-X à l'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63379.899}{392} + \frac{28880.669}{24592.24} \times 14.5 = 178.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63379.899}{392} - \frac{28880.669}{24592.24} \times 14.5 = 144.65 \text{ KN/m}^2$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant:

Contraintes		ELU				ELS			
		σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	1.33σ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
sens	XX	178.71	144.65	170.19	226	135.01	100.95	126.49	200
	YY	201.58	121.77	181.62	226	157.89	78.08	137.93	200

**Tableau VII.5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier.**

→ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

• **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :**

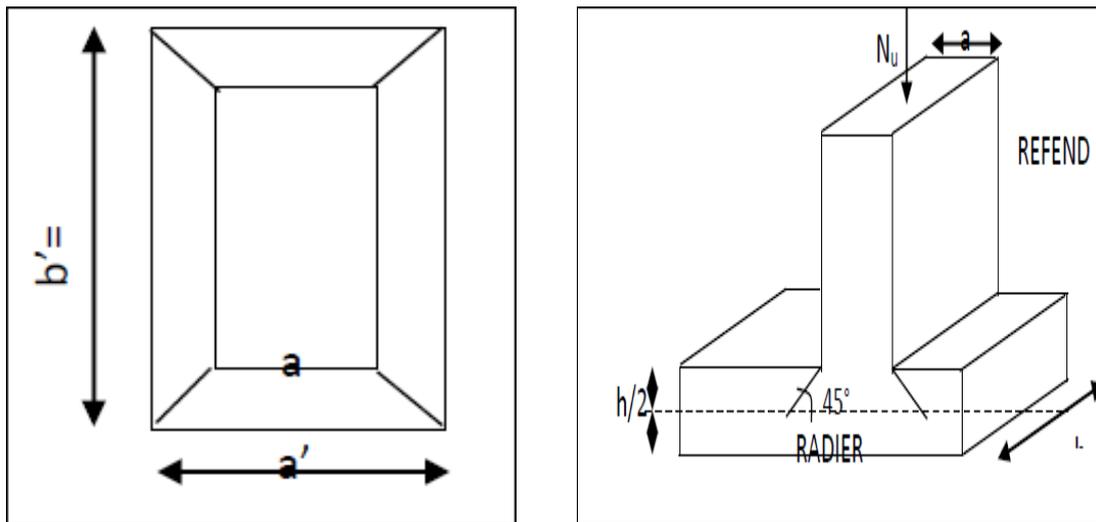
Il s'agit de vérifier que :  $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$

**Avec :**

$N_u$  : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$  : hauteur de la nervure égale à 1 m.



**Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux .**

**Poteaux :**

$$\begin{cases} \mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,45+0,45+2 \times 1) = 5.8 \text{ m.} \\ N_u = 1280.48 \text{ KN} \dots \dots \text{ETABS.} \end{cases}$$

$$N_u = 1280.48 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4350 \text{ KN} \implies \text{condition vérifier.}$$

**Voile :**

$$\begin{cases} \mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0.20+1.20+2 \times 1) = 6.8 \text{ m.} \\ N_u = 2751.08 \text{ KN.} \end{cases}$$

**a** : épaisseur voile.

**b** : longueur voile .

$$N_u = 2751.08 < \frac{0,045 \times 6.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5220 \text{KN} \implies \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :  $P > P'$

- $P = 31106.56 \text{KN}$  (poids total du bâtiment à la base du radier).
- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

**Avec :**

$\alpha$ : 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 ( $h=100 \text{ cm}$ ).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 392 \times 1 = 5880 \text{KN.}$$

$$P = 31106.56 \text{KN} > P' = 5880 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

**VII-3) Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL [91 modifiée 99].

**VII.3.1) Les contraintes prise en compte dans les calculs :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- ✓ La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m = 156,30 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 112,61 \text{ KN/m}^2$ .

**D'où :**

- L'ELU:  $q_m^u = \sigma_m \text{ (ELU)} \cdot \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (181.62 - \frac{9925.084}{392}) \times 1\text{m} = 156.30\text{kN/ml}$ .
- L'ELS:  $q_m^s = \sigma_m \text{ (ELS)} \cdot \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (137.93 - \frac{9925.084}{392}) \times 1\text{m} = 112.61\text{kN/ml}$ .

**VII.3.2) Ferrailage de la dalle du radier :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**VII.3.2.1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

- 1<sup>er</sup> Cas :  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- 2<sup>eme</sup> Cas :  $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.
  - ✓ 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 :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

**Remarque :**

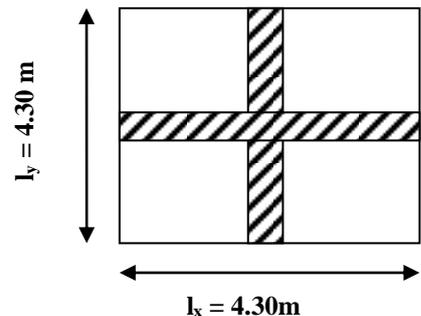
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**VII.3.2.2) Identification du panneau le plus sollicité :**

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 4.30 \text{ m} \quad l_y = 4.300\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{4.3} = 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$



Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.

• **Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction  $\nu$  et  $\rho_x$  :

$$\rho_x = 1 \quad ; \quad \nu = 0 \text{ (ELU)} \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

• **Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0368 \times 156.30 \times 4.3^2 = 106.53.$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 106.53 = 106.53.$$

$$M_{0x} = 106.53 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0y} = 106.53 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

**0.85** : pour les moments en travées.

**0.50** : pour les moments sur appuis intermédiaires.

✚ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 106.53 = 53.26 \text{ KN.m.} \\ M_y^a = 0.5 \times 106.53 = 53.26 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✚ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 106.53 = 90.55 \text{ KN.m.} \\ M_y^t = 0.85 \times 106.53 = 90.55 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

**C) Ferrailage a l'ELU :**

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = h_d - 2 = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et } \beta : \text{ tiré dans les tableaux en fonction de } \sigma_{st} \text{ et } \mu.$$

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**✚ Exemple de calcul:**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \mu = \frac{53.26 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.047 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.047 \implies \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.26 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} = 5.60 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \mu = \frac{90.95 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.081 \implies \beta = 0.957$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{90.55 \times 10^3}{0.959 \times 28 \times 348} = 9.71 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de $\mu$	Type de section	Valeur de $\beta$	Section d'armature A (cm <sup>2</sup> )	Section choisie Armatures A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	Sur appuis	53.26	0.048 < $\mu_l = 0.392$	SSA	0.975	5.60	7HA14=10.77
	En travée	90.55	0.082 < $\mu_l = 0.392$	SSA	0.957	9.71	7HA14=10.77
Sens yy	Sur appuis	53.26	0.048 < $\mu_l = 0.392$	SSA	0.975	5.60	7HA14=10.77
	En travée	90.55	0.082 < $\mu_l = 0.392$	SSA	0.957	9.71	7HA14=10.77

**Tableau VII.6 : Calcul de la section d'armatures.**

**VII.3.2.3) Vérifications à l'ELU :**▪ **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**▪ **Armatures parallèles au petit coté :**

$$\omega_x = \frac{A_x^{\min}}{bd} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{\min} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{\min} \geq \frac{100 \times 28 \times 0.0008(3 - 1)}{2} \rightarrow A_x^{\min} = 2.24 \text{ cm}^2$$

**Avec :**

$\omega_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; \rho = 1$$

▪ **Armatures parallèles au grand coté :**

$$\omega_y = \frac{A_y^{\min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bd$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 28 \times 100 \rightarrow A_y^{\min} = 2.24 \text{ cm}^2.$$

		Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens XX	Sur appuis	10.77	2.24	Condition vérifiée
	En travée	10.77	2.24	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	10.77	2.24	Condition vérifiée
	En travée	10.77	2.24	Condition vérifiée

**Tableau VII-7 : Vérification de la condition de non fragilité.**

▪ **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

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

- La direction la plus sollicité x-x :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 30; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

⇒ On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$  ou bien 20.

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

⇒ On prend:  $S_t = 25\text{cm}$

#### VII.3.2.4) Calcul à L'ELS :

- Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :

$$\rho_x = 1 \quad ; \quad \nu = 1 \text{ (ELS)} \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0442 \times 112.61 \times 4.3^2 = 92.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 92.03 = 92.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0368 \times 156.30 \times 4.3^2 = 106.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 106.53 = 106.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0x} = 92.03 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0y} = 92.03 \text{ KN.m.}$$

- ✚ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 92.03 = 46.01 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 92.03 = 46.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✚ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 92.03 = 78.22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 92.03 = 78.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**VII.3.2.5) Vérification a L'ELS :**

▪ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

**On a:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$\beta_1$  et  $K_1$  sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de  $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$  ..

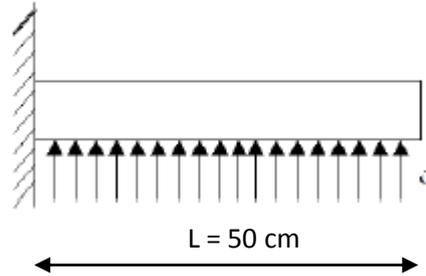
Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_s$ (KN/m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Sens XX</b>	<b>Aux appuis</b>	46.01	10.77	0.384	37.63	0.905	168.58	4.48	15	C.V
	<b>En travée</b>	78.22	10.77	0.384	37.63	0.905	286.61	7.61		C.V
<b>Sens YY</b>	<b>Aux appuis</b>	46.01	10.77	0.384	37.63	0.905	168.58	4.48		C.V
	<b>En travée</b>	78.22	10.77	0.384	37.63	0.905	286.61	7.61		C.V

**Tableau VII.8 : Calcul des contraintes.**

**VII.4) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure VII-4 : Schéma statique du débord**

**VII.4.1) Sollicitation de calcul :**

- A L'ELU:  $M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-156.30 \times 0.5^2}{2} = -19.53 \text{ KN/m}$ .
- A L'ELS:  $M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-112.61 \times 0.5^2}{2} = -14.07 \text{ KN/m}$

**VII.4.2) Calcul des armatures :**

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.53 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0.018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.53 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ou bien  $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**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 constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VII.4.3) Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 28 \times 2.1}{400} = 3.381 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.381 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**1) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**VII.4.4) Vérification à l'ELS :****• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 28} = 0.161$$

$$\rho_1 = 0.161 \rightarrow \beta_1 = 0.934 \rightarrow \alpha_1 = 0.198$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.198}{15(1 - 0.198)} = 0.016 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14.075 \times 10^{-3}}{0.934 \times 0.28 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 119.028 \text{ MPa}$$

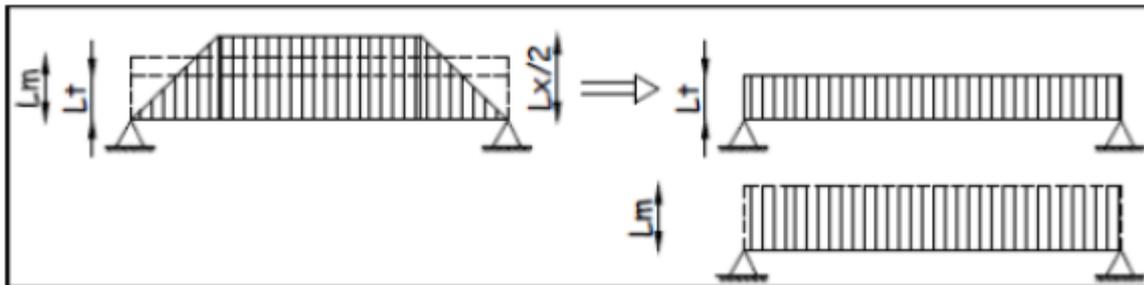
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 119.028 = 0.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VII.5) Ferrailage de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Ces nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

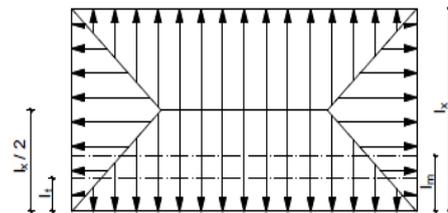


**Figure VII.5 : Présentation des charges simplifiées.**

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Cas de chargement trapézoïdal :**

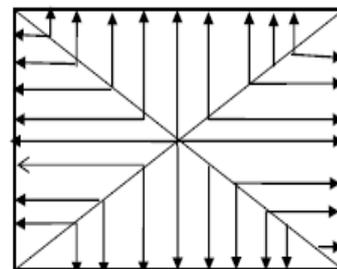
- Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$



**Figure VII.6: Répartition trapézoïdale.**

➤ **Cas de chargement triangulaire :**

- Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$
- Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$



**Figure VII.7: Répartition triangulaire.**

**VII.5.1) Détermination des charges :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left( 181.62 - \frac{9925.084}{392} - \frac{2453.5}{98.14} \right) = 131.30 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left( 137.93 - \frac{9925.084}{392} - \frac{2453.5}{98.14} \right) = 87.61 \text{KN/ml.}$$

• **Pour les moments fléchissant :**

$$QU = q_u l_m$$

$$QS = q_s l_m$$

• **Pour les efforts tranchants :**

$$QU = q_u l_t$$

$$QS = q_s l_t$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• **Calcul des charges :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	Panneau	Lx	Ly	P	Chargement	lm	Lt	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
A-B	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20	367,23	125,57	245,03	141,15	277,41	94,18	185,10
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46		136,26		90,92	
B-C	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20	367,23	125,57	245,03	141,15	277,41	94,18	185,10
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46		136,26		90,92	
C-D	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20	367,23	125,57	245,03	141,15	277,41	94,18	185,10
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46		136,26		90,92	
D-E	1	2,9	4,3	0,67	Triangulaire	0,97	0,73	131.30	87.61	126,80	253,59	84,60	169,21	95,19	190,39	63,52	127,03
	2	2,9	3,5	0,83	Triangulaire	0,97	0,73	131.30	87.61	126,80		84,60		95,19		63,52	
E-F	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20	367,23	125,57	245,03	141,15	277,41	94,18	185,10
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46		136,26		90,92	
F-G	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20	367,23	125,57	245,03	141,15	277,41	94,18	185,10
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46		136,26		90,92	
G-H	1	4,3	4,3	1,00	trapézoïdale	1,43	1,08	131.30	87.61	188,20		125,57	367,23	141,15		94,18	
	2	3,5	4,3	0,81	trapézoïdale	1,36	1,04	131.30	87.61	179,03		119,46	somme Qu	136,26		90,92	

Tableau VII.9 : Calcul des charges selon le sens transversal (X-X) .



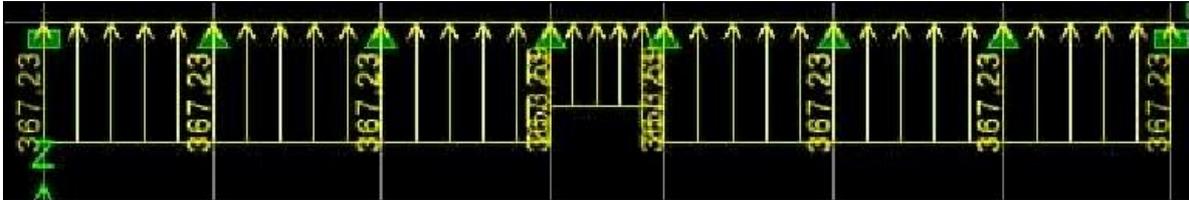
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs	Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs
1-2	1	4,3	4,3	1,00	Triangulaire	1,43	1,08	131,3	87,61	188,01	376,02	125,45	250,90	141,15	282,30	94,18	188,36
	2	4,3	4,3	1,00	Triangulaire	1,43	1,08	131,3	87,61	188,01		125,45		141,15		94,18	
2-3	1	3,5	4,3	0,81	Triangulaire	1,17	0,88	131,3	87,61	153,03	306,06	102,11	204,22	114,89	229,78	76,66	153,32
	2	3,5	4,3	0,81	Triangulaire	1,17	0,88	131,3	87,61	153,03		102,11		114,89		76,66	
3-4	1	4	4,3	0,93	Triangulaire	1,33	1,00	131,3	87,61	174,89	349,78	116,70	233,39	131,30	262,60	87,61	175,22
	2	4	4,3	0,93	Triangulaire	1,33	1,00	131,3	87,61	174,89		116,70		131,30		87,61	

Tableau VII.10 : Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y) .

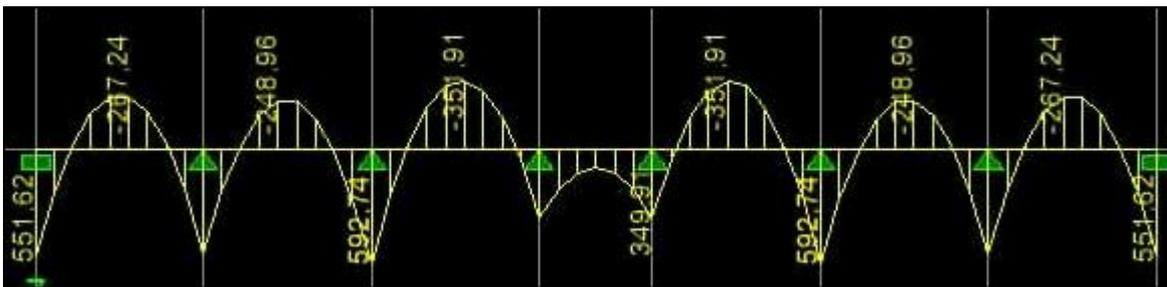
**VII.5.2) Diagramme des sollicitations :**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

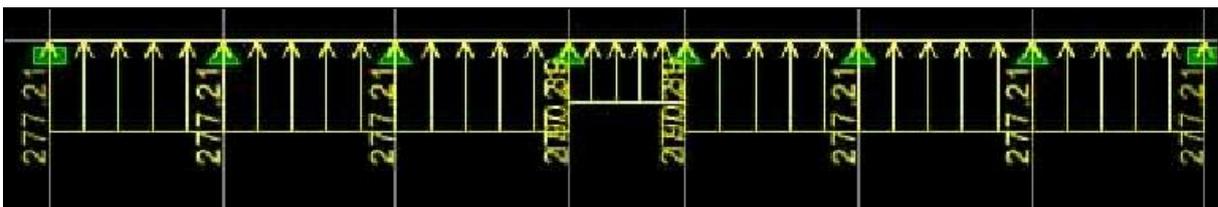
**1) Sens longitudinale « X-X » :**



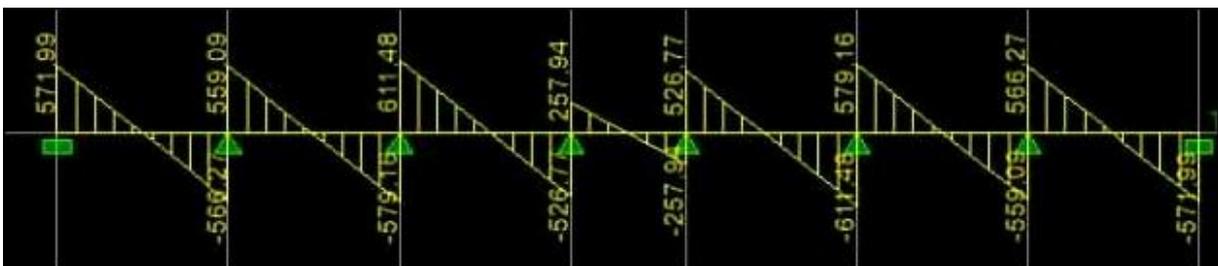
**Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure a l'ELU.**



**Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**



**Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure a l'ELU.**



**Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

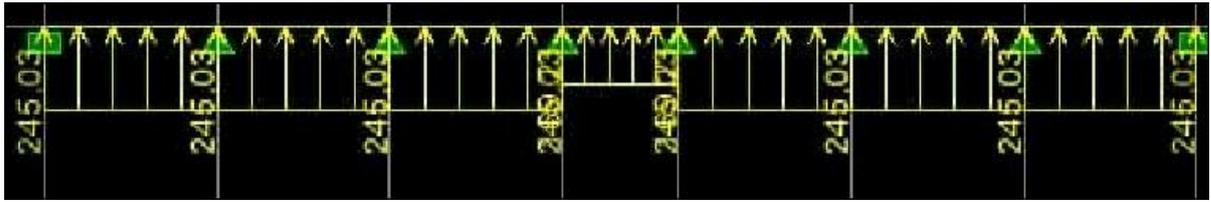


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

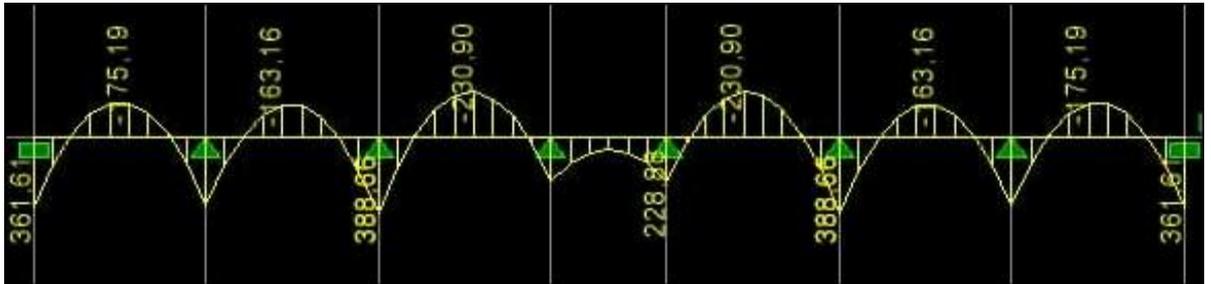


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

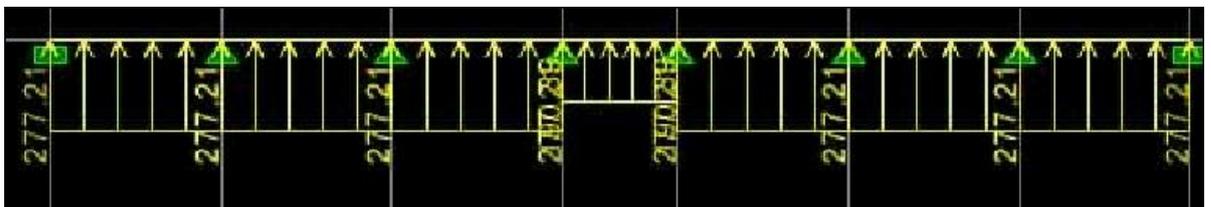


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

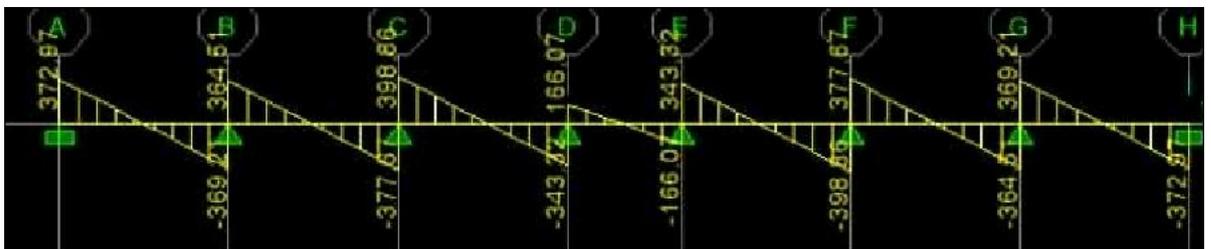


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens transversal :

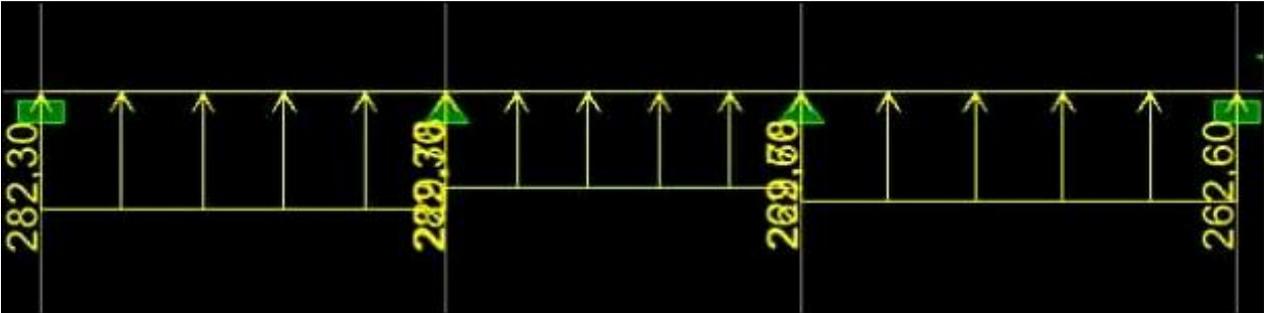


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

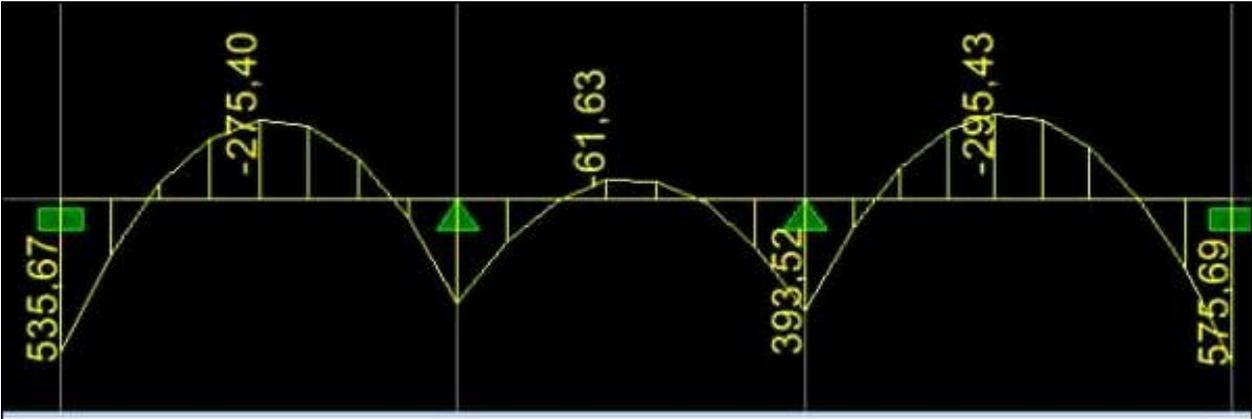


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

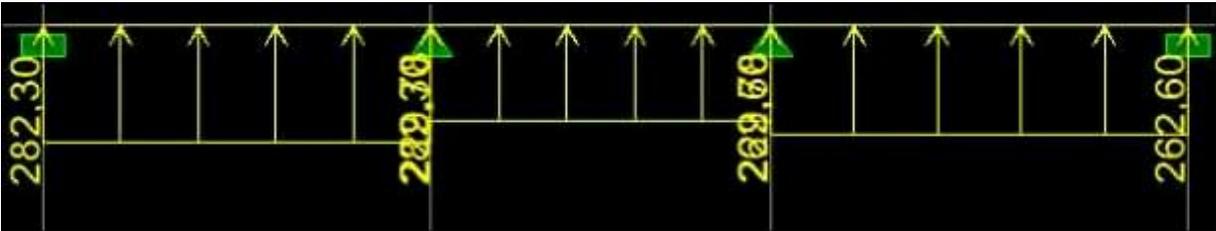


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

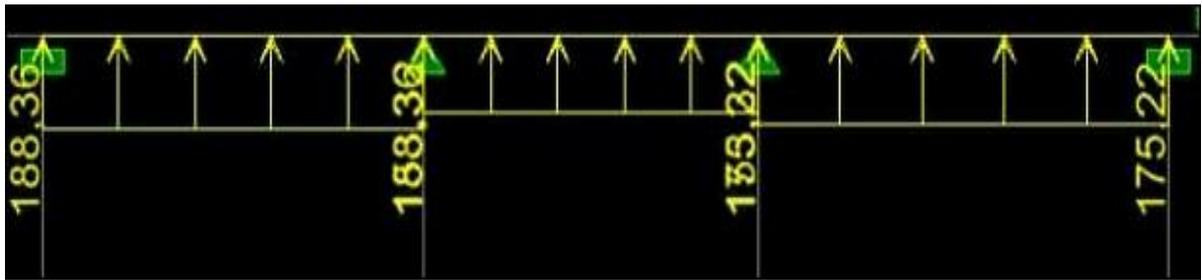


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

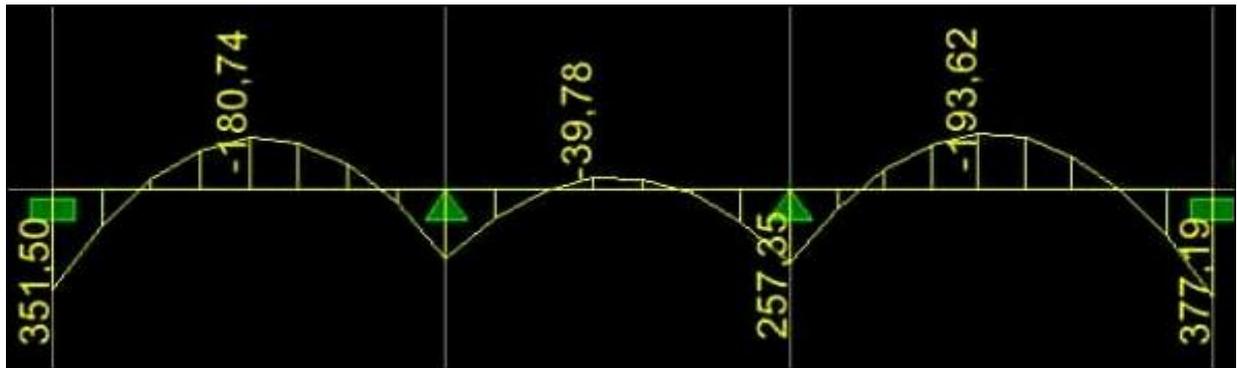


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

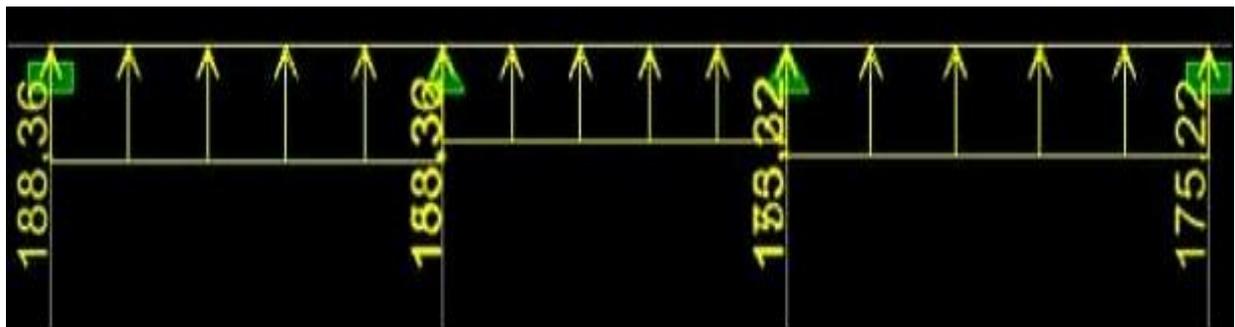


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

▪ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>app</sub>(KN.m)</b>	592.74	388.89	575.69	377.19
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	351.91	230.9	295.43	193.62
<b>T<sub>max</sub>(KN)</b>	611.46	398.86	289.30	188.36

**Tableau VII.11 : Les efforts interne dans les nervures**

**VII.5.3) Calcul des armatures :**

**1. Armature longitudinale :**

➤ **Sens longitudinale « x-x » :**

$$M_a^{max} = 272.57KN.m \quad ; \quad M_t^{max} = 165.63 KN.m$$

$b_n=50cm$  ;  $h_n=100 cm$  ;  $d= h - c=100 - 2=98cm$  ;  $f_{bu}=14.2MPa$  ;  $\sigma_{st}=348MPa$ .

▪ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{592.74 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.08$$

$\mu=0.08 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA).

$$\mu=0.08 \Rightarrow \beta=0.958$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{592.74 \times 10^3}{0.958 \times 98 \times 348} = 18.14 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

**$A_a=4HA16+4HA20=20.6 \text{ cm}^2$  avec : un espacement  $S= 13cm$ .**

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{351.91 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.05$$

$\mu=0.02 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA).

$$\mu=0.05 \Rightarrow \beta=0.974$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{351.91 \times 10^3}{0.974 \times 97 \times 348} = 10.70 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$A_t = 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$  avec : un espacement  $S_t = 13 \text{ cm}$ .

➤ **Sens transversale «y-y» :**

$$M_a^{\max} = 761.61 \text{ KN.m} ; M_t^{\max} = 405.07 \text{ KN.m}$$

$b_n = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm} ; d = 97 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{575.69 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.08$$

$\mu=0.08 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA) donc:  $\mu = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{575.69 \times 10^3}{0.958 \times 98 \times 348} = 17.62 \text{ cm}^2$$

**Soit:**

$A_a = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}20 = 20.6 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 13 \text{ cm}$ .

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{295.43 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.043$$

$\mu=0.043 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu=0.043 \Rightarrow \beta=0.978$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{295.43 \times 10^3}{0.978 \times 98 \times 348} = 8.85 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$A_t = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$  avec : un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4HA20+4HA16=20.6cm <sup>2</sup>	4HA20+4HA16=20.6cm <sup>2</sup>
Travée	4HA20=12.56 cm <sup>2</sup>	4HA20=12.56 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII.12: Le ferraillement adopté pour la nervure.**

**2. Armatures transversale :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**

▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12 \phi_1 \right\} = \min \{25; 12\} = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**Avec :**

$\phi_1$  le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

**Donc:**

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

- **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

**Donc:**

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

### **3. Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2.$$

**On opte pour :**

$$2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

**VII.5.4) Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 98 \times 2.1}{400} = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopt} = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

**Sens X-X :**  $T_u = 351.91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{611.46 \times 10^3}{500 \times 980} = 1.24 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

**Sens Y-Y :**  $T_u = 289.30 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{289.30 \times 10^3}{500 \times 980} = 0.59 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

Coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1.5$  pour les aciers de HA) .

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

**Avec :**

$\phi$ : le diamètre maximale des armatures transversale.

n: le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

▪ **Nervure transversale:**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 8 \times 20 = 502.4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{611.46 \times 10^3}{0.9 \times 980 \times 502.4} = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

▪ **Nervure longitudinale:**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 4 \times 20 = 251.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{289.30 \times 10^3}{0.9 \times 980 \times 251.2} = 1.30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

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

**VII.5.4) Vérification à L'ELS :**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99) :**

Dans les aciers on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \text{ dans le cas fissuration préjudiciable}$$

**Avec :**

n=1.6 pour des HA >6mm

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	388.86	20.6	0.420	35.5	0.901	213.78	201.63	6.02	15	CV
	Travée	230.90	12.56	0.256	47.50	0.920	203.90		4.29		CV
Sens YY	Appuis	377.19	20.6	0.420	35.5	0.901	207.36		5.84		CV
	Travée	193.62	12.56	0.256	47.50	0.920	170.98		3.59		CV

**Tableau VII.13 :Calcul des contraintes.**



# *Chapitre VIII*

## *Etude du voile périphérique*



### **Introduction :**

Pour assemblé l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

### **VIII.1)Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure au égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

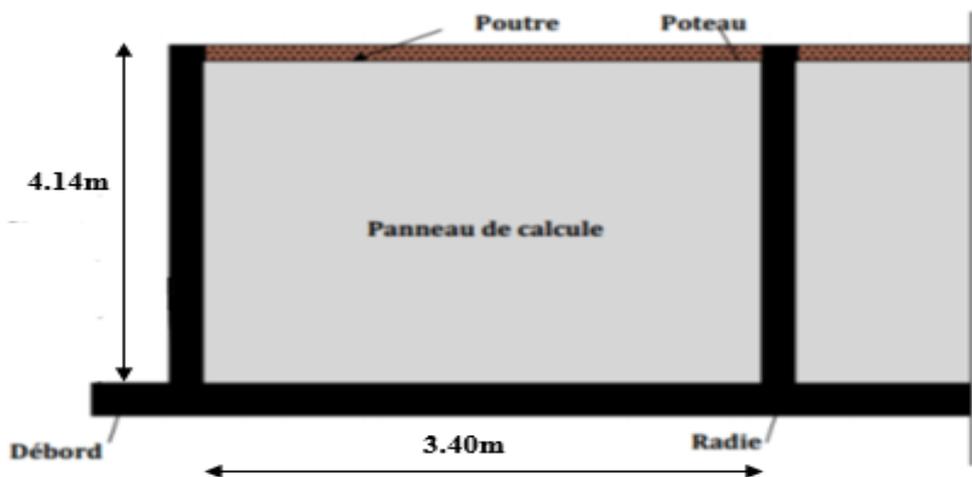


Figure VIII.1)Panneau a calculée.

### **VIII .2) Détermination des Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable. Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  :

$\sigma_V$  : Contrainte verticale.

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

**Avec :**

$K_0$  : coefficient des poussées des terres au repos.

$\varphi$  : angle de frottement interne.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

### VIII.2.1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

-Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/ml}$

-Poids volumique des terres :  $\gamma = 1.8 \text{ kN/m}^3$

-Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

-Cohésion :  $C = 0$

-La contrainte de Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

### VIII.2.2) Calcul des sollicitations :

✚ A l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 ( 1.5q + 1.35\gamma \cdot h )$$

$$\sigma_H = 7.5 + 12.15h.$$

-Pour :  $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$ .

-Pour :  $h=3.90\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 57.801 \text{ kN/m}^2$ .

✚ A l'ELS :

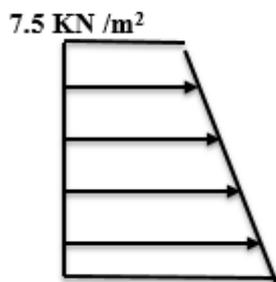
$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 5 + 9h$$

-Pour  $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 5 \text{ kN/m}^2$ .

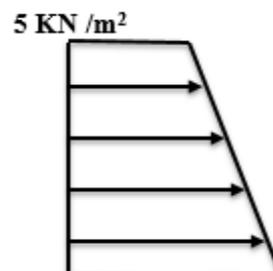
-Pour  $h=3.90 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 42.26 \text{ kN/m}^2$ .

**ELU :**



57.801 kN /m<sup>2</sup>

**ELS :**



42.26 kN /m<sup>2</sup>

**Figure VIII.2) Diagramme des contraintes.**

**VIII.2.3) Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

✚ A P'ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 57.801 + 7.5) \cdot 1}{4} = 45.225 \text{ KN/ml.}$$

✚ A P'ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 42.26 + 5) \cdot 1}{4} = 32.945 \text{ KN/ml.}$$

**VIII.3) Ferrailage du voile périphérique :****VIII.3.1) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

**VIII.3.2) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

**VIII.3.3) Identification des panneaux:**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

Dans le sens de la petite portée **Lx** :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée **Ly** :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$$L_x = 4.14 \text{ m}$$

$$L_y = 4.30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.14}{4.30} = 0.96$$

$0.4 < \rho < 1 \implies$  Le panneau travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.96 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{array} \right.$$

**On aura donc :**

$$M_{0x} = 0.0401 \times 45.225 \times 4.14^2 = 31.083 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 0.911 \times 31.083 = 28.316 \text{ KN.m.}$$

**VIII.3.4 : Correction des moments :**

• **Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 31.083 = 15.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times 31.083 = 26.42 \text{ KN.m.}$$

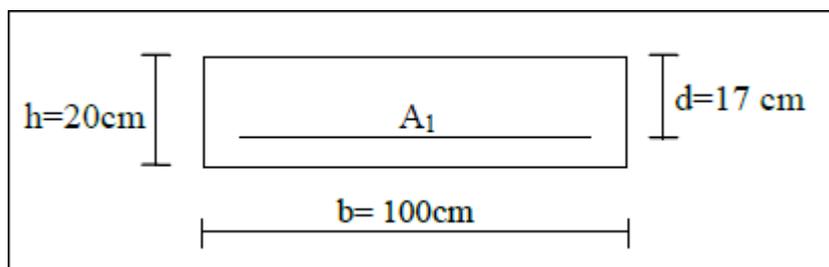
• **Sens y-y :**

$$M_a = 0.5 \times 28.316 = 14.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times 28.316 = 24.06 \text{ KN.m.}$$

**VIII.3.5 : Calcul des Armatures a l'ELU:**

1) **Les armatures longitudinales :**



**Sens x-x :**

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.54 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2.52[\text{cm}^2].$$

On opte : 5HA12

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.42 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0.057 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,057 \longrightarrow \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.42 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 4.34[\text{cm}^2].$$

On opte : 5HA12

Sens y-y :

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.15 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 2.29[\text{cm}^2].$$

On opte : 5HA12

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.06 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0.052 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,052 \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.06 \times 10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 4.84[\text{cm}^2].$$

On opte : 5HA12

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M <sub>U</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Adopté	St(cm)
<b>X-X</b>	Appuis	15.45	2.52	2.17	5HA12	20
	Travée	26.42	4.34	2.17	5HA12	20
<b>Y-Y</b>	Appuis	14.15	2.29	2.17	5HA12	20
	Travée	24.06	4.84	2.17	5HA12	20

**Tableau VIII.1) Ferrailage du voile périphérique.**

**VIII.3.6) Recommandations du RPA 99 :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- **Le minimum des armatures :**

**-Selon RPA :**

- $A \geq 0.001 b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

**-Selon le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.23bd f_{tj} / f_e = 2.17 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m<sup>2</sup> de HA8.

**VIII.3.6) Vérifications à l'ELU:**

 **Espacement des barres :**

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

-Armatures principales :  $S_t < \min (3h ; 33\text{cm})$ .

-Dans le sens XX :  $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée.

-Dans le sens YY :  $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée.

### ✚ Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

**Avec :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.1 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

**Et :**

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\phi = 1.2 \text{ cm.}$$

**Donc :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm.}$$

$$l_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4l<sub>s</sub> » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21).

$$\phi = 1.2 \text{ cm} = 1.2 \text{ cm: } La = 16.92 \text{ cm} \Rightarrow La = 18 \text{ cm.}$$

### VIII.3.7) Calcul à l'ELS :

$$\begin{cases} \vartheta = 0.2 \\ \rho = 0.96 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{array} \right.$$

**On aura donc :**

$$M_{0x} = 0.0475 \times 32.945 \times 4.14^2 = 26.821 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 0.939 \times 26.821 = 25.185 \text{ KN.m.}$$

**VIII.3.4 : Correction des moments :**• **Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 26.821 = 13.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times 26.821 = 22.79 \text{ KN.m.}$$

• **Sens y-y :**

$$M_a = 0.5 \times 25.185 = 12.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times 25.185 = 21.41 \text{ KN.m.}$$

**VIII.3.8) Vérification à l'ELS :**✚ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

▪ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400, (110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa}$$

▪ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	M <sub>S</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub>	Obs
X-X	Appuis	13.41	0.313	0.913	42.47	144.42	3.40	15	cv
	Travée	27.79	0.313	0.913	42.47	299.29	7.04	15	cv
Y-Y	Appuis	12.59	0.313	0.913	42.47	135.59	3.19	15	cv
	Travée	21.42	0.313	0.913	42.47	230.68	5.43	15	cv

**✚ Vérification de la flèche :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{414} = 0.048 > \frac{M_t}{20M_0} = \frac{26.42}{20 \times 31.083} = 0.042 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{5.65}{100.18} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.01 \dots \text{CV.}$$



# CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire nous a permis de concrétiser les apprentissages jusqu'alors théoriques, par le calcul d'un cas pratique, qui est celui d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale. Par ailleurs, nous avons pu nous familiariser avec les méthodes de calcul et le déroulement de ces différentes étapes, mais aussi l'utilisation des logiciels de modélisation et de calcul.

Cette étude nous a permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquats (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement de la construction. Le déroulement des calculs ont été fait suivant la réglementation parasismique algérienne RPA 99 version 2003 et aussi en utilisant le BAEL 91 modifié 99 et les différents documents techniques notamment les DTR.

Toutes ses impositions visent à assurer, d'une part la résistance de notre ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et des efforts verticaux et, d'autre part, à garantir sa mise en service.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du cas pratique.

Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés et qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.



# BIBLIOGRAPHIE

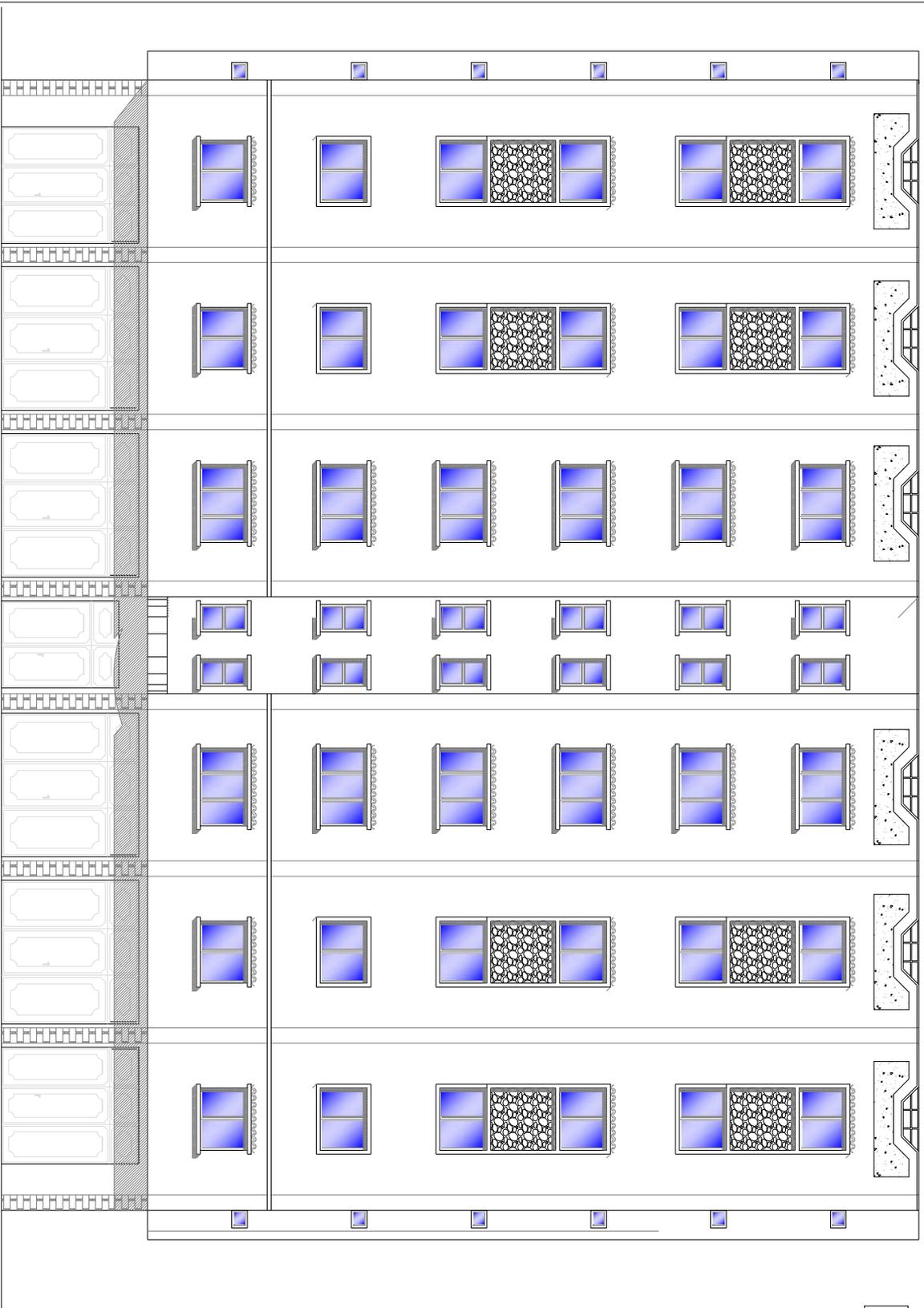
- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.**
- **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arme ALBERT FUENTES.**
- **Béton armé « BAEI 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.**
- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICHI.**
- **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**
- **Cour et TD des années de spécialité.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**
- **Recherche globale sur internet.**



# *Annexe*



Le Projet :  
CONSTRUCTION EN R+ 6+ SOUS SOL



*Façade Principale*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Promotion:

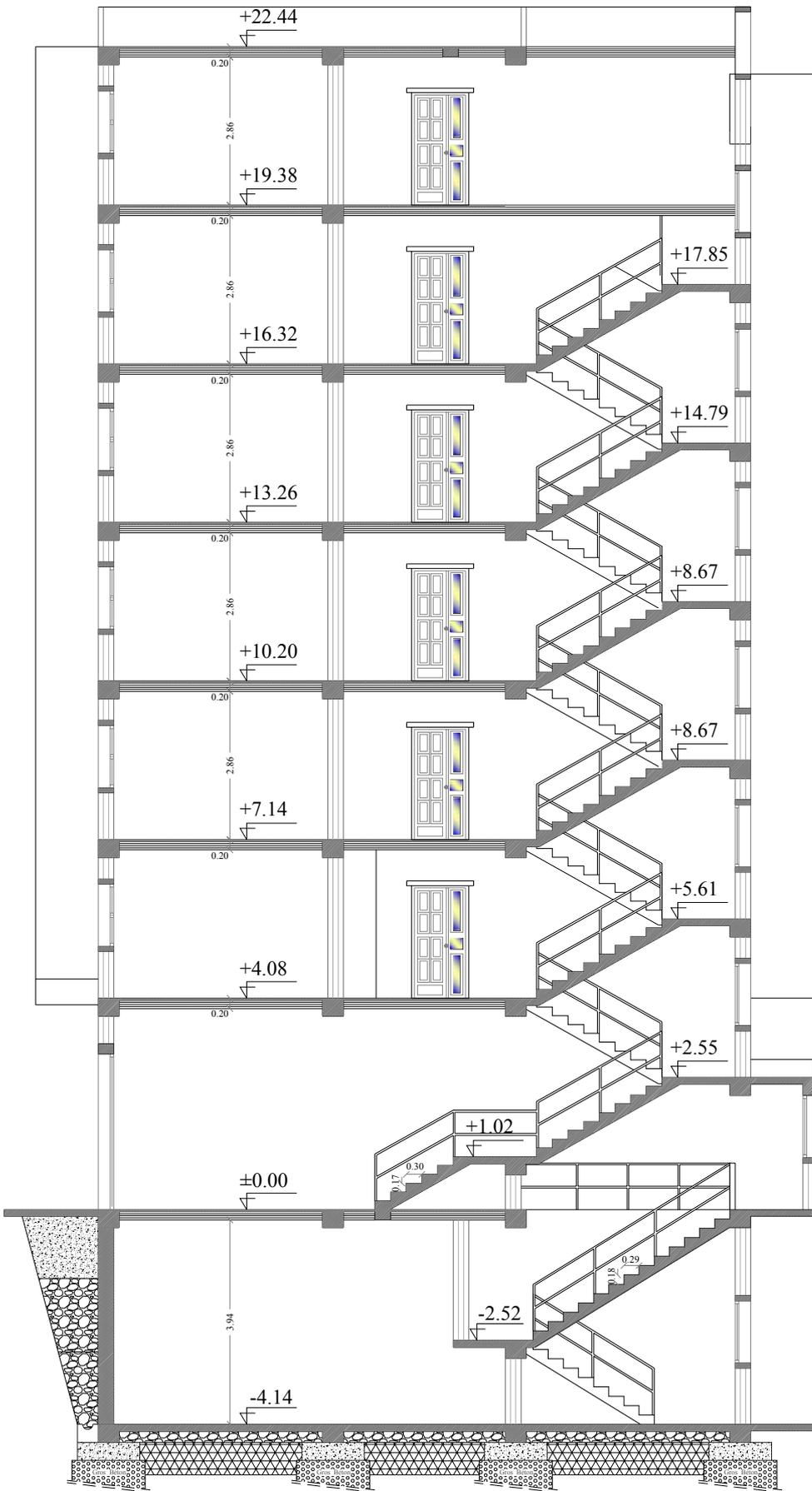
Mlle. AZAIM LYNDIA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

Echelle: 1/50

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

*Façade Principale*

Le Projet :  
CONSTRUCTION EN R+ 6+ SOUS SOL



◁ **Coupe A-A**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

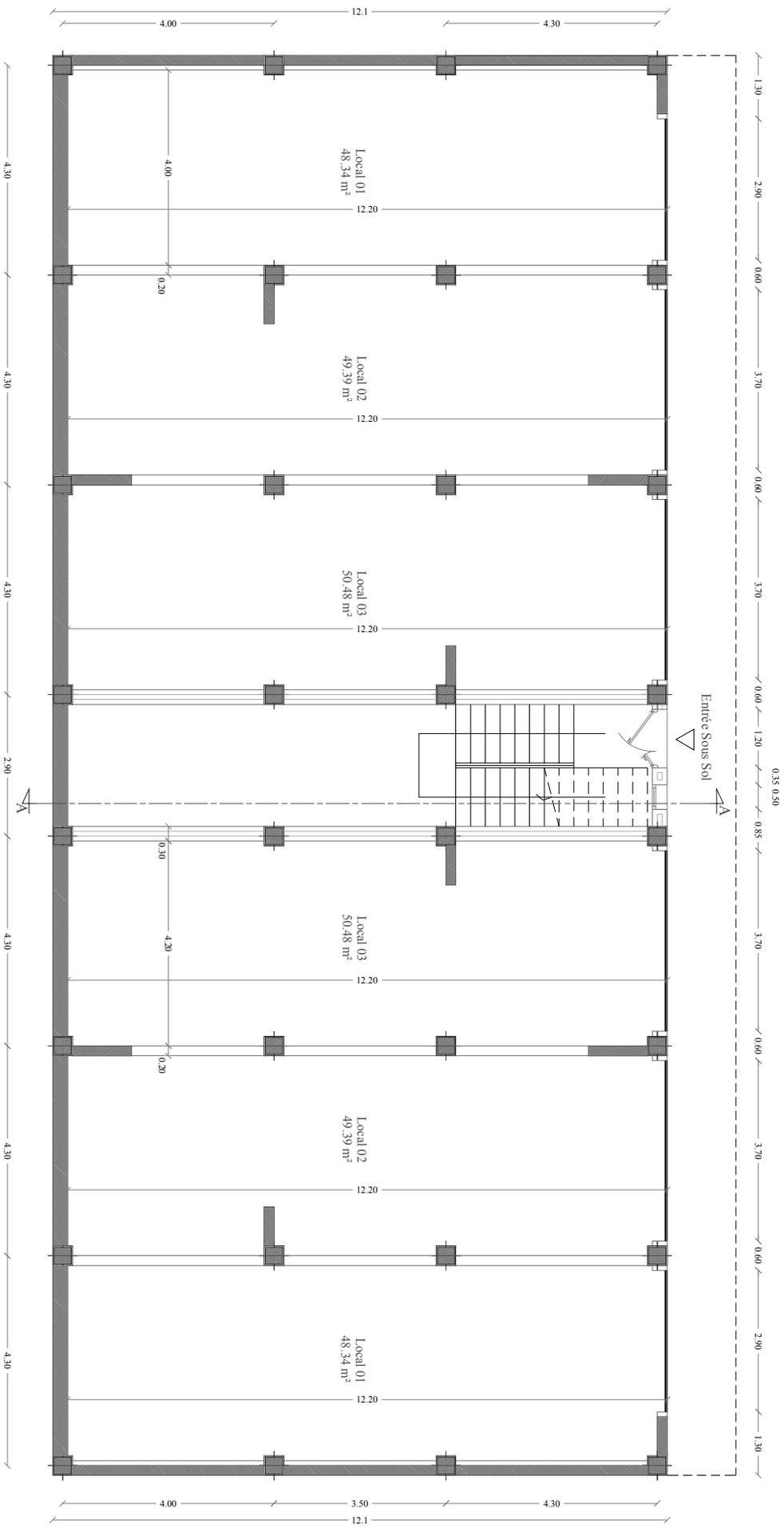
Mlle. AZAIM LYNDA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

Promotion:  
2020

Echelle°: 1/50

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

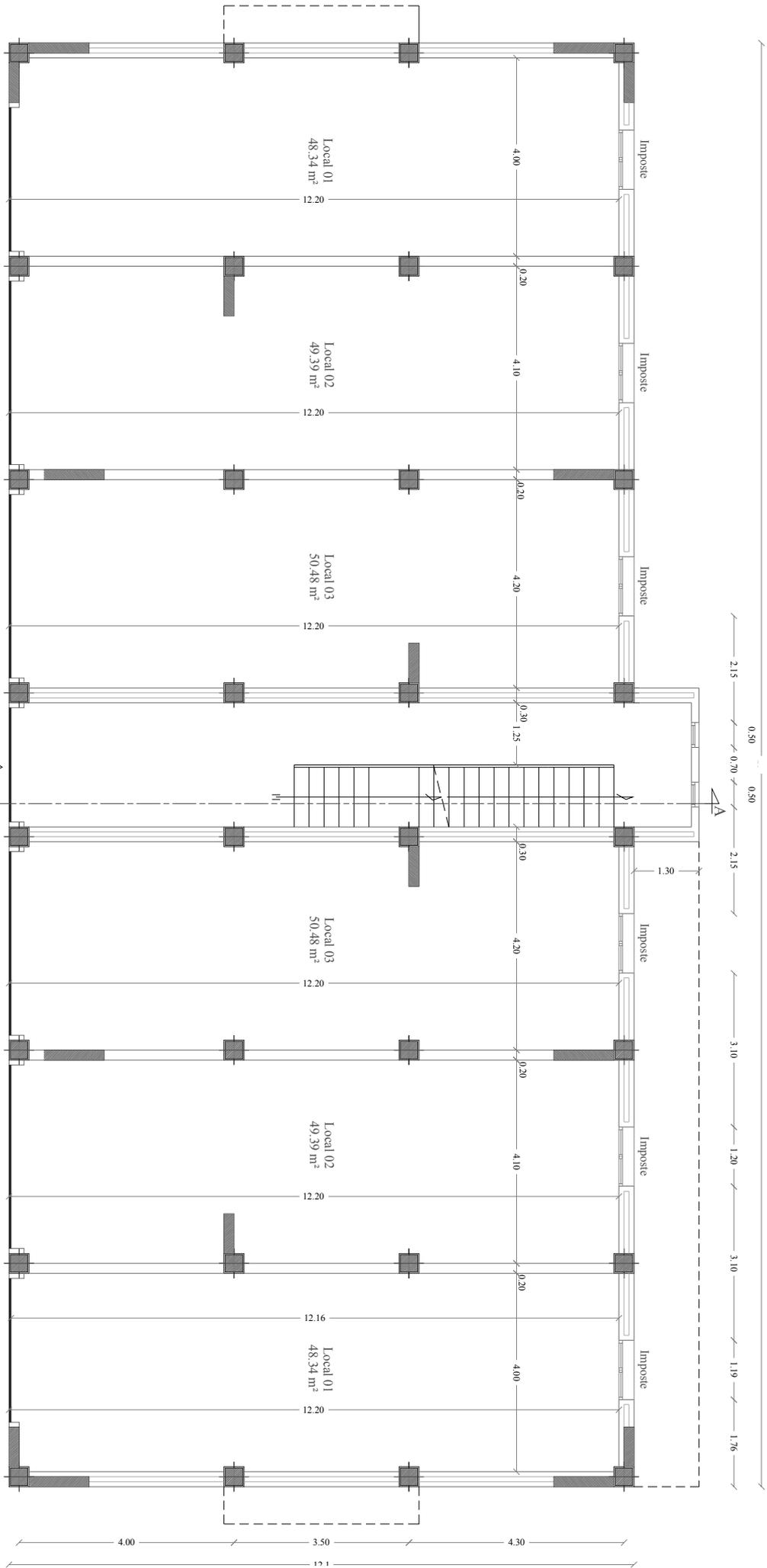
**Coupe A-A**



## Plan du Sous Sol

Le Projet :  
CONSTRUCTION EN R+ 6+ SOUS SOL

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Mlle. AZAIM LYNDA	Promotion: _____
Mlle. BELAIDIKAHINA	2020
ENCADREUR Mr. BOUAFIA	Echelle: 1/50
<b>Plan du Sous Sol</b>	



# Plan du RDC

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAIM LYNDIA  
 Mlle. BELAIDI KAHINA

Promotion:  
 2020

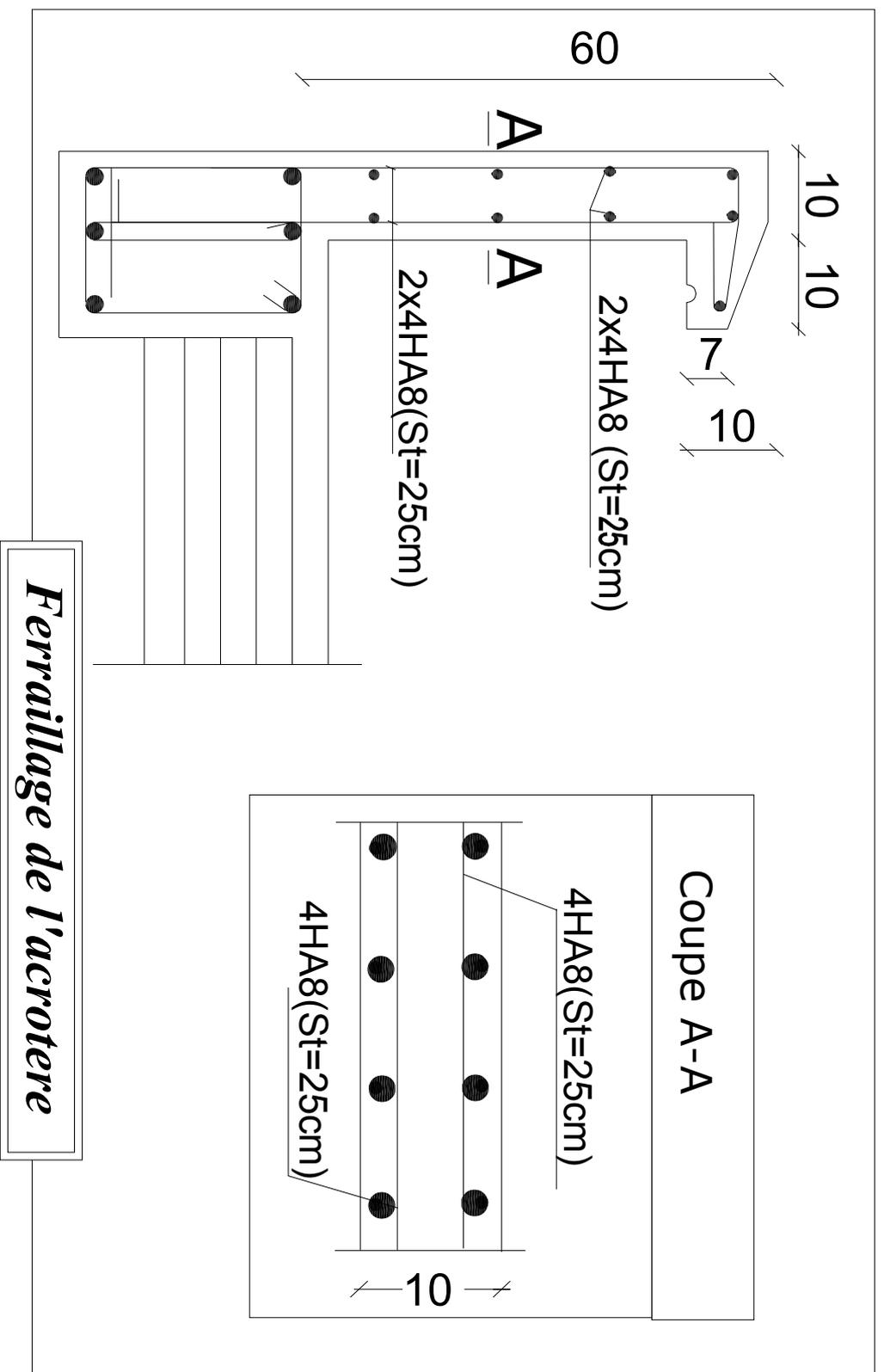
Echelle: 1/50

ENCADREUR  
 Mr. BOUAFIA

Plan du RDC

Le Projet :  
 CONSTRUCTION EN R+6+ SOUS SOL





**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***

Mlle. AZAIM LYNDIA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

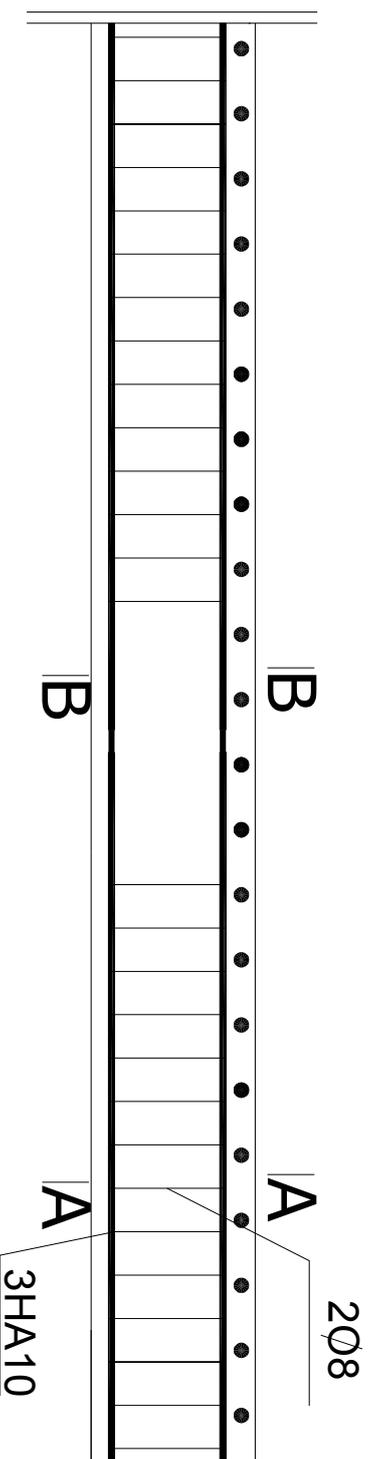
Titre :

Echelle°: 1/25

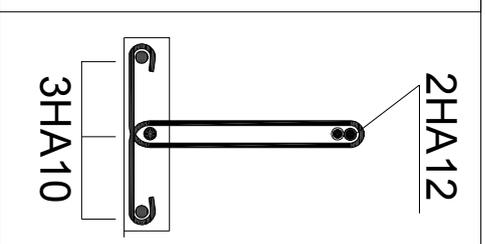
ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

***-Ferrailage de l'acrotère***

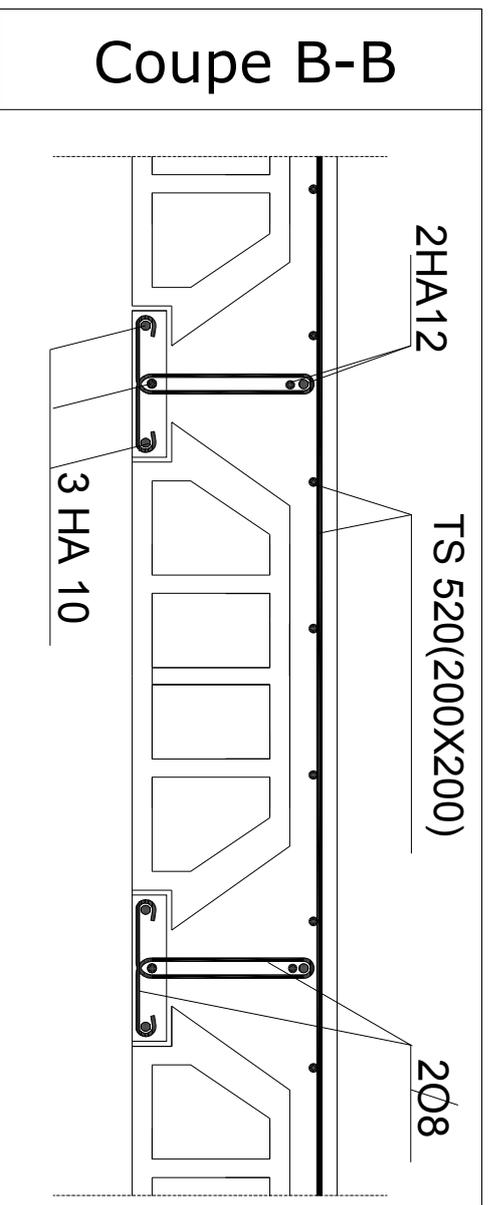
Promotion:  
2020



Coupe A-A



Coupe B-B



*Ferraillage du plancher*

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAÏM LYNDIA

Mlle. BELAÏDI KAHINA

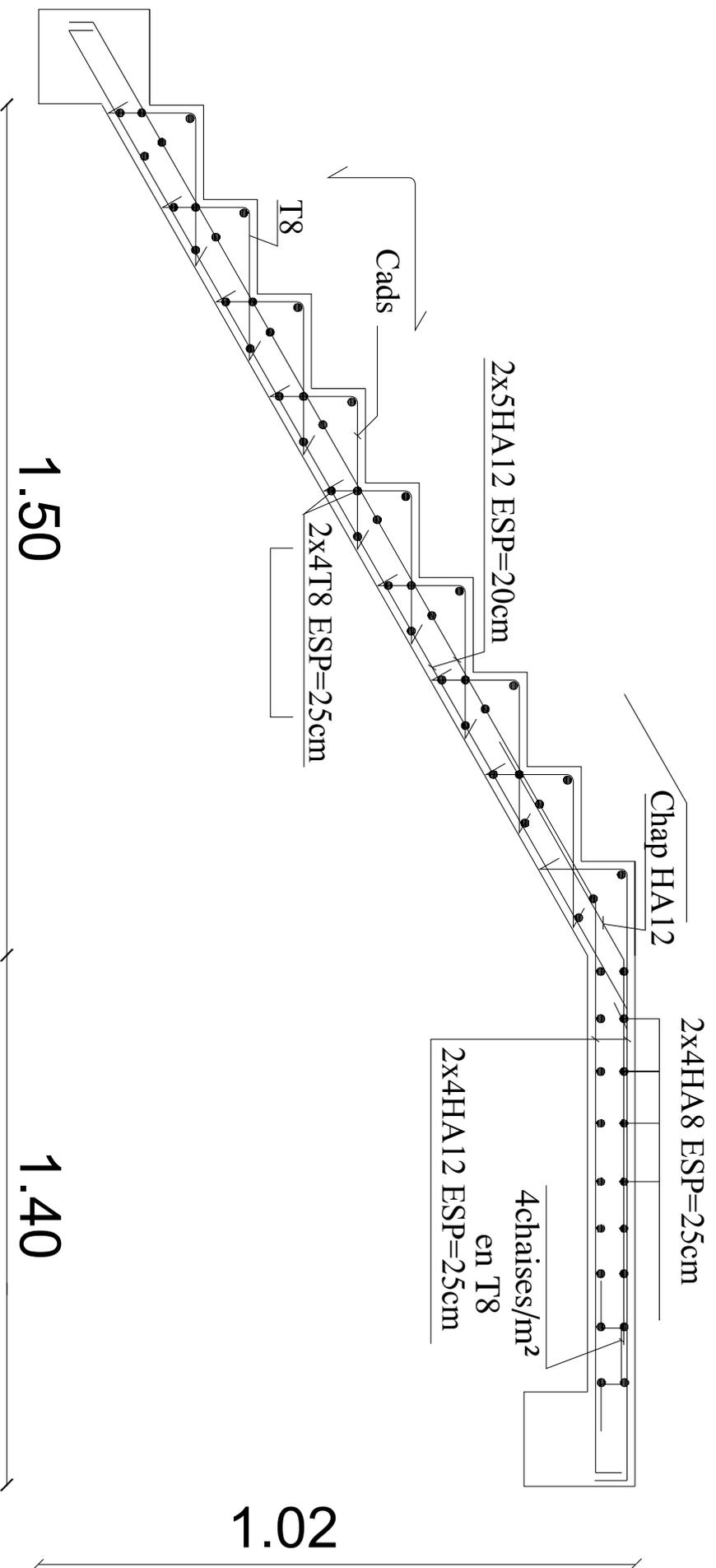
*Titre :*

*-Ferraillage du plancher*

*Echelle°: 1/25*

*Promotion:*  
2020

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAIM LYNDIA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

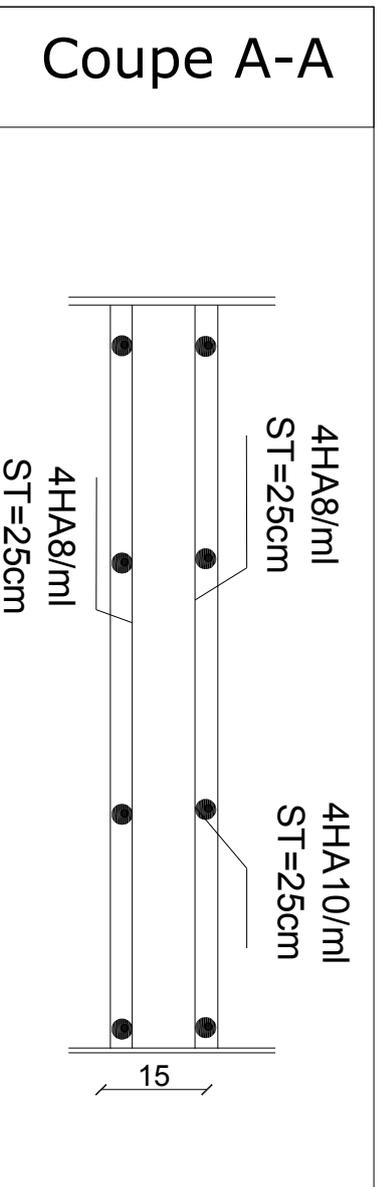
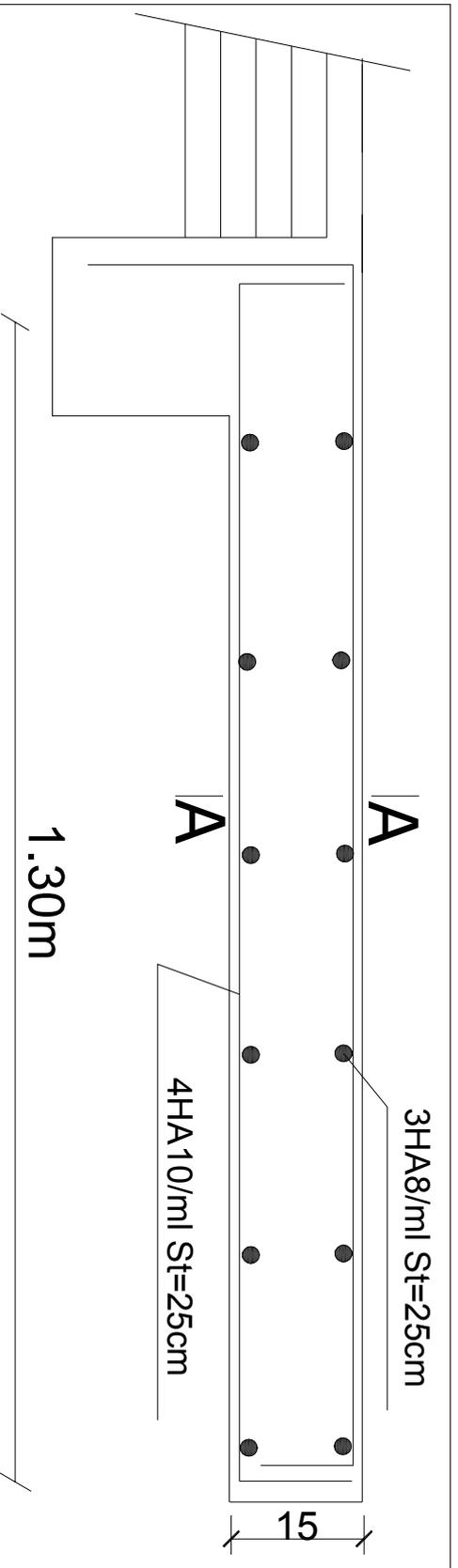
*Titre :*

**-Ferrailage de la volée**

*Echelle : 1/25*

*Promotion :*  
2020

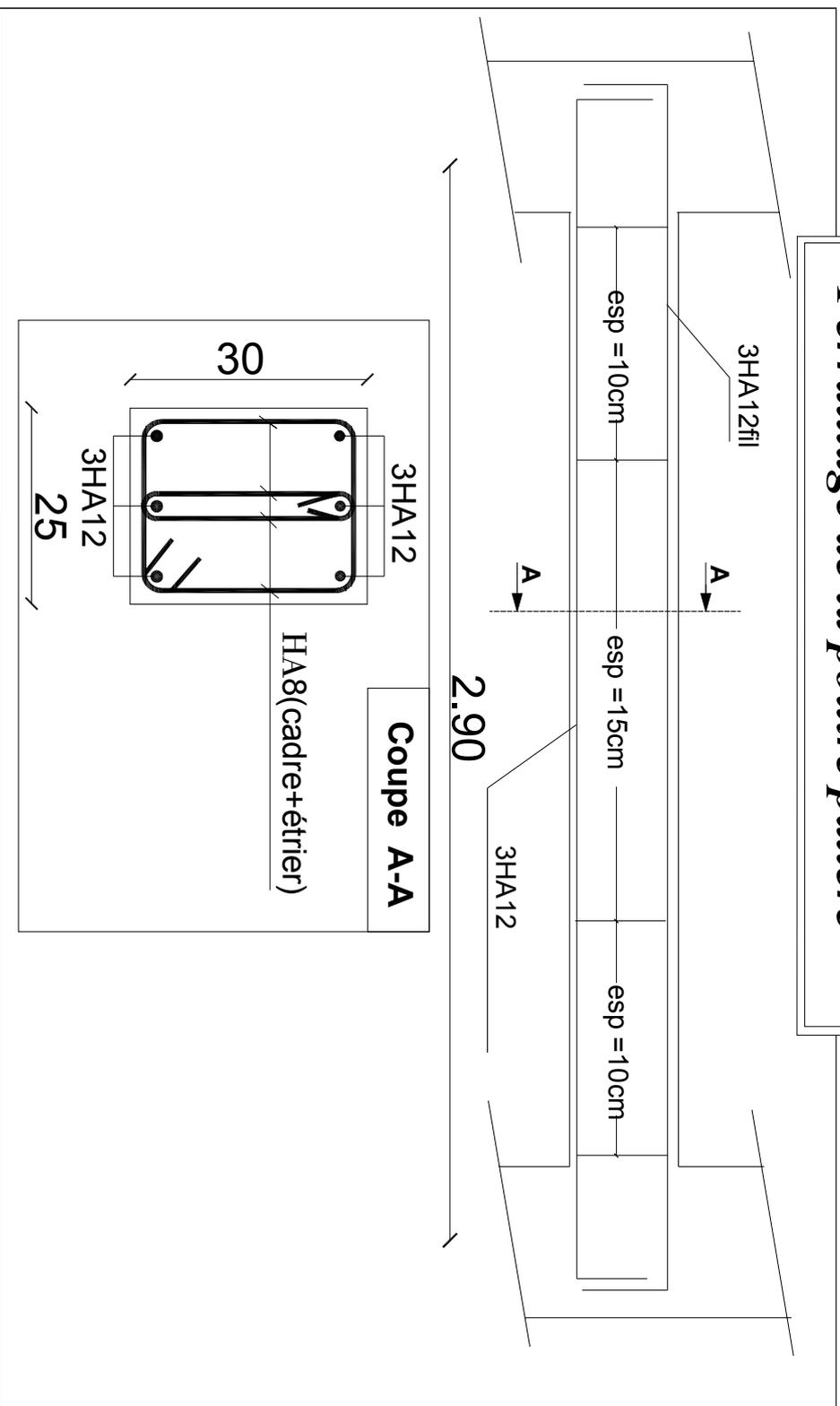
ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA



**Ferrailage du balcon**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Mlle. AZAIM LYNDA Mlle. BELAIDI KAHINA	<u>Titre :</u>	<u>Echelle°: 1/25</u>
ENCADREUR Mr. BOUAFIA	<b>-Ferrailage du balcon</b>	<u>Promotion:</u> 2020

# Ferrailage de la poutre palière



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAÏM LYNDIA

Mlle. BELAÏDI KAHINA

*Titre :*

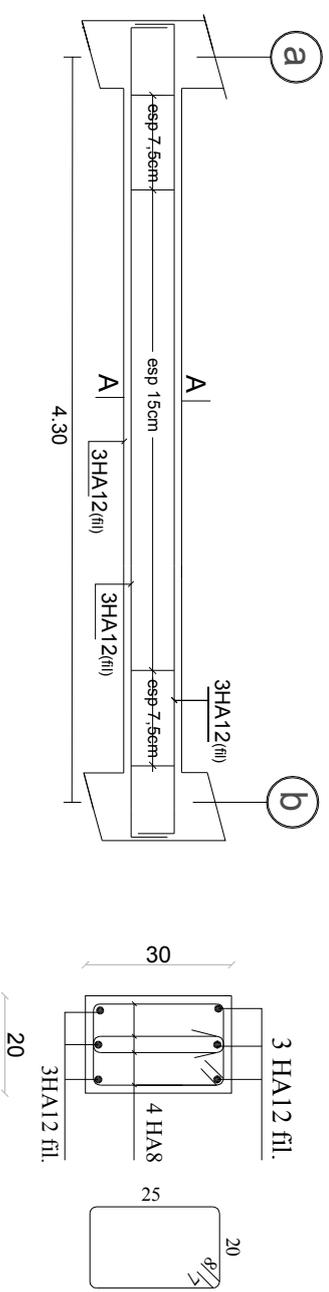
***-Ferrailage de la poutre palière***

*Echelle: 1/25*

*Promotion: 2020*

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

## *Ferraillage de la poutre de chaînage*



# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAÏM LYNDIA

Mlle. BELAÏDI KAHINA

*Titre :*

*-Ferraillage de  
la poutre de chaînage*

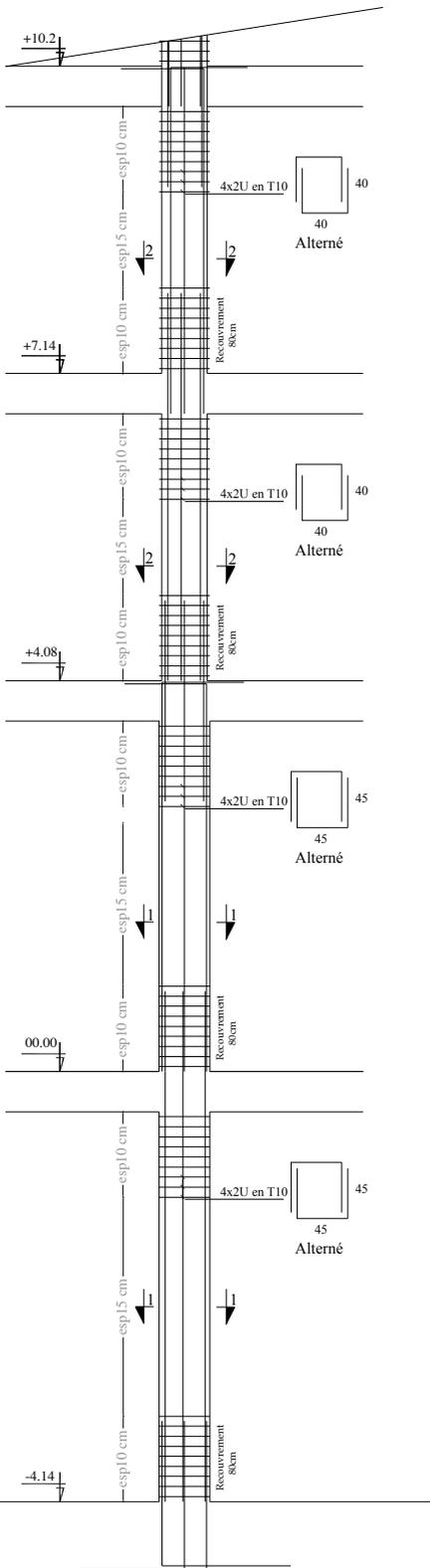
*Echelle°: 1/25*

*Promotion:*

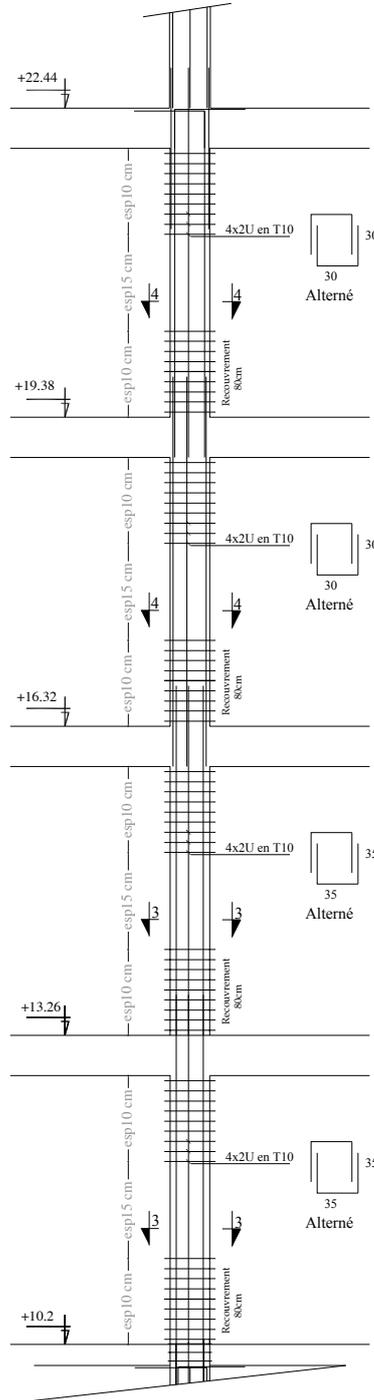
*2020*

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

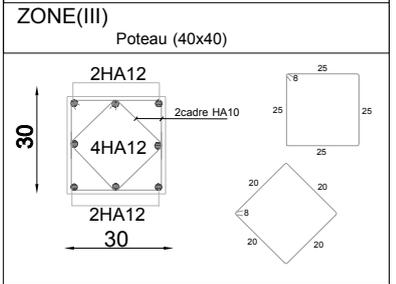
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



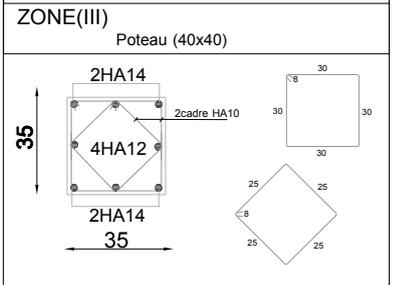
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
Pour les : Zone (III) ,Zone (IV)



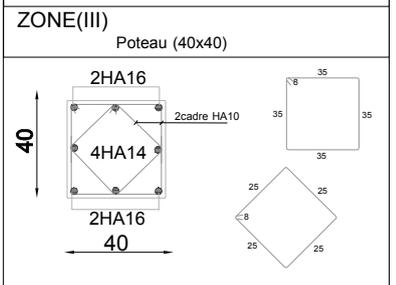
**Coupe 4-4**



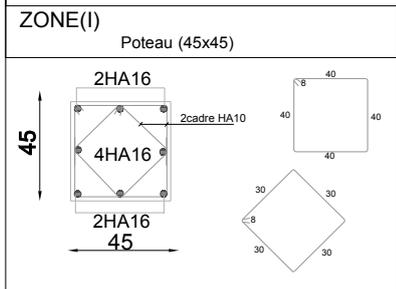
**Coupe 3-3**



**Coupe 2-2**



**Coupe 1-1**



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Mlle. AZAIM LYNDA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

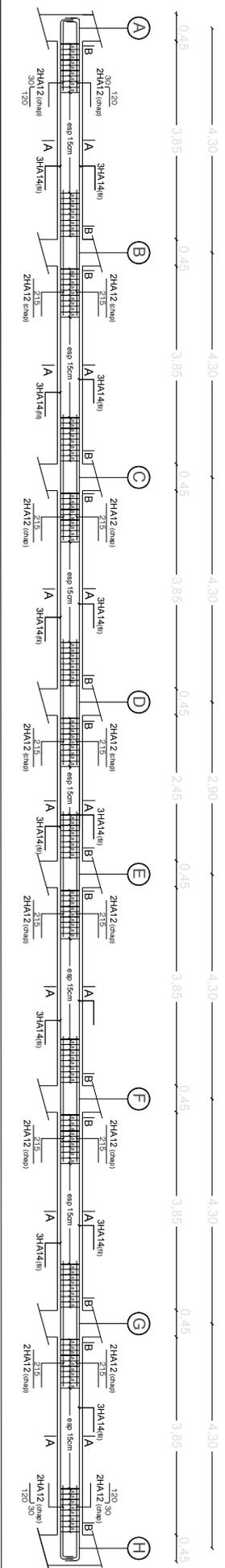
*Titre :*

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**

*Echelle*: 1/50

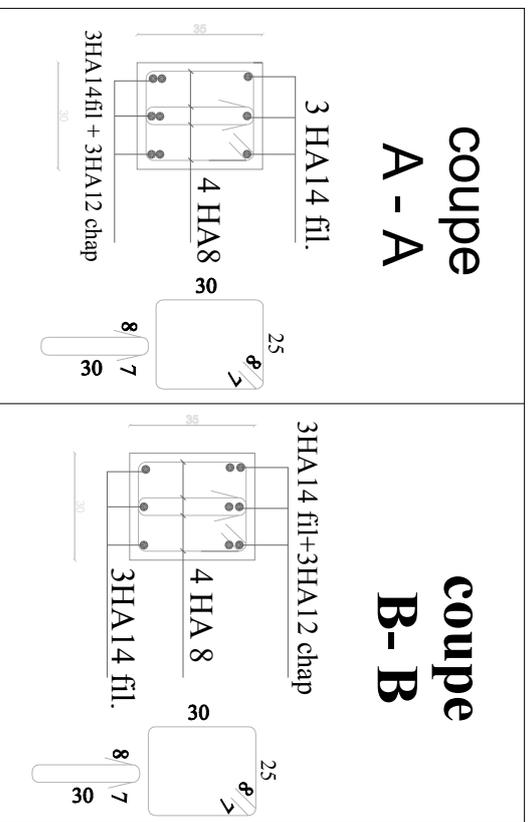
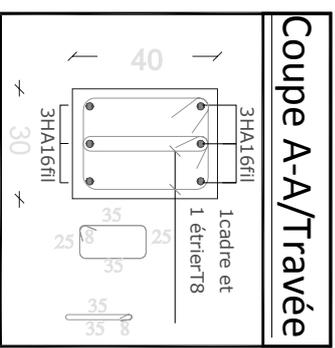
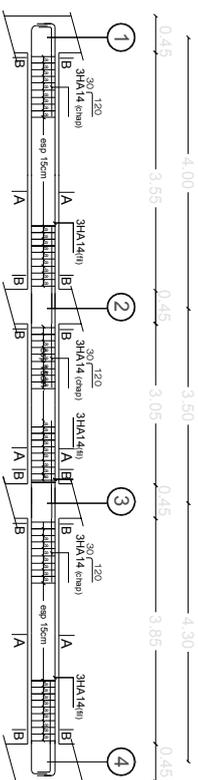
*Plan N°*: 1

## Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup>

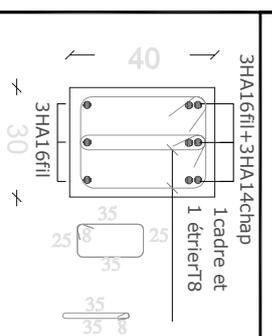


poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup> axes : A, B, C, D, E, F, G, H

## Ferrailage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup>



### Coupe B-B/Appui



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAÏMLYNDIA  
Mlle. BELAÏDI KAHINA

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

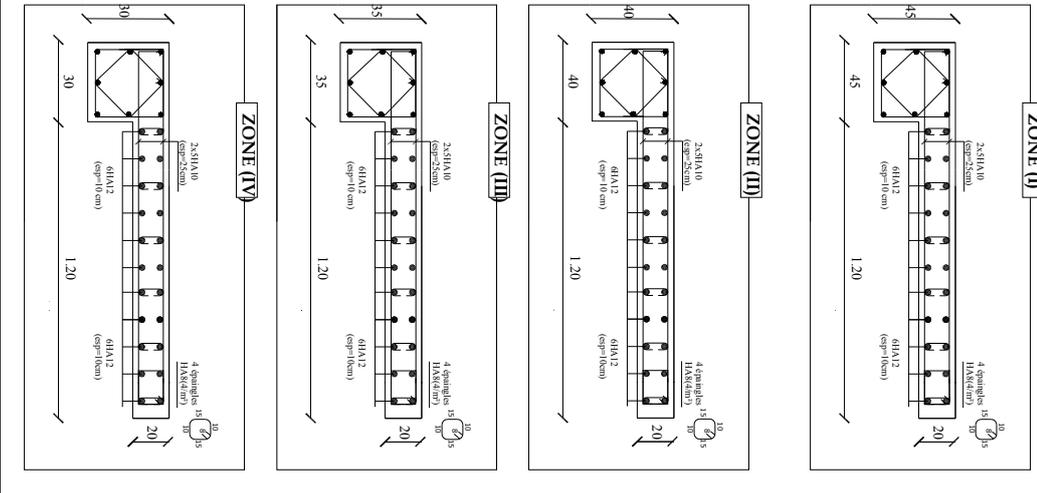
Echelle: 1/50

Plan N°: 02

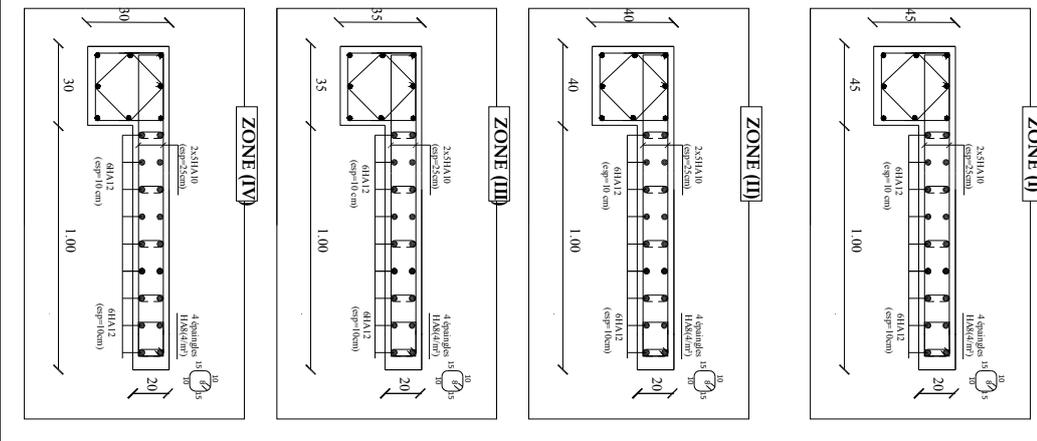
Promotion: 2020

*Ferrailage des poutres*

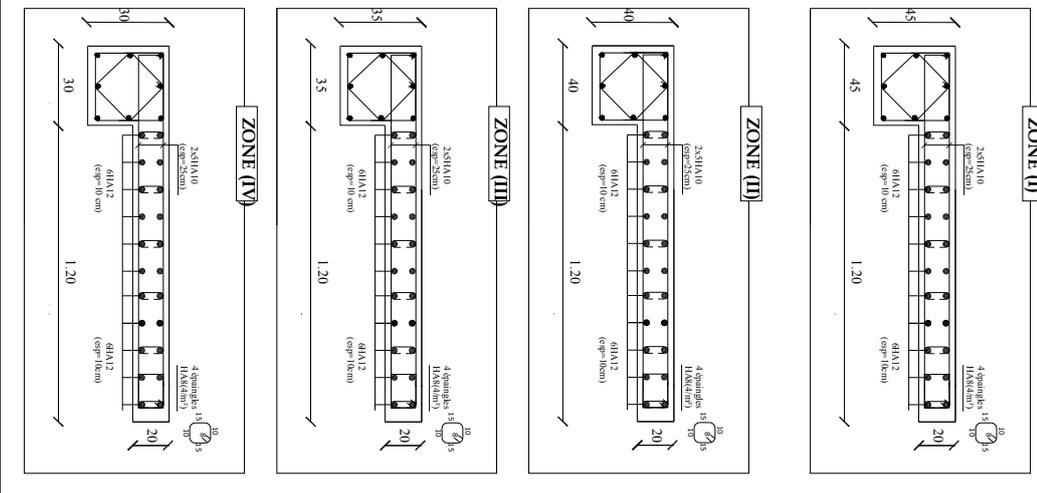
Voile Longitudinal : VT1  
L=1,20 m



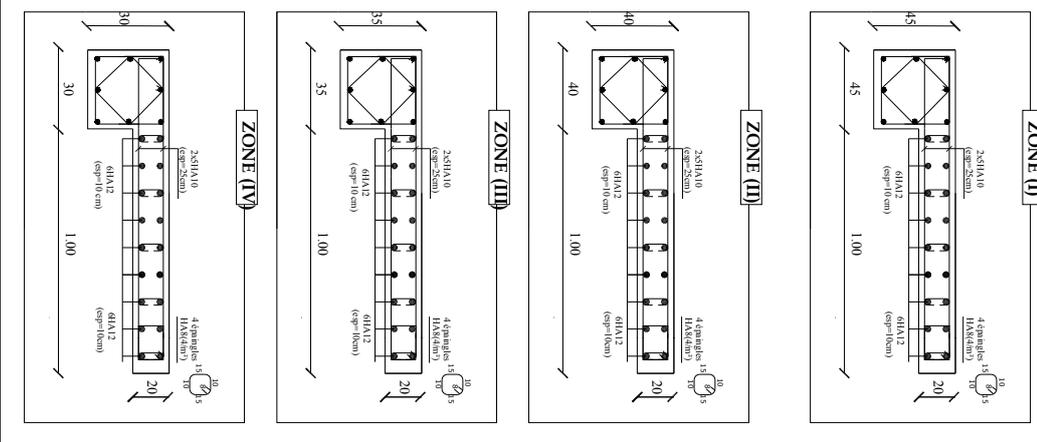
Voile Longitudinal : VT2  
L=1,00 m

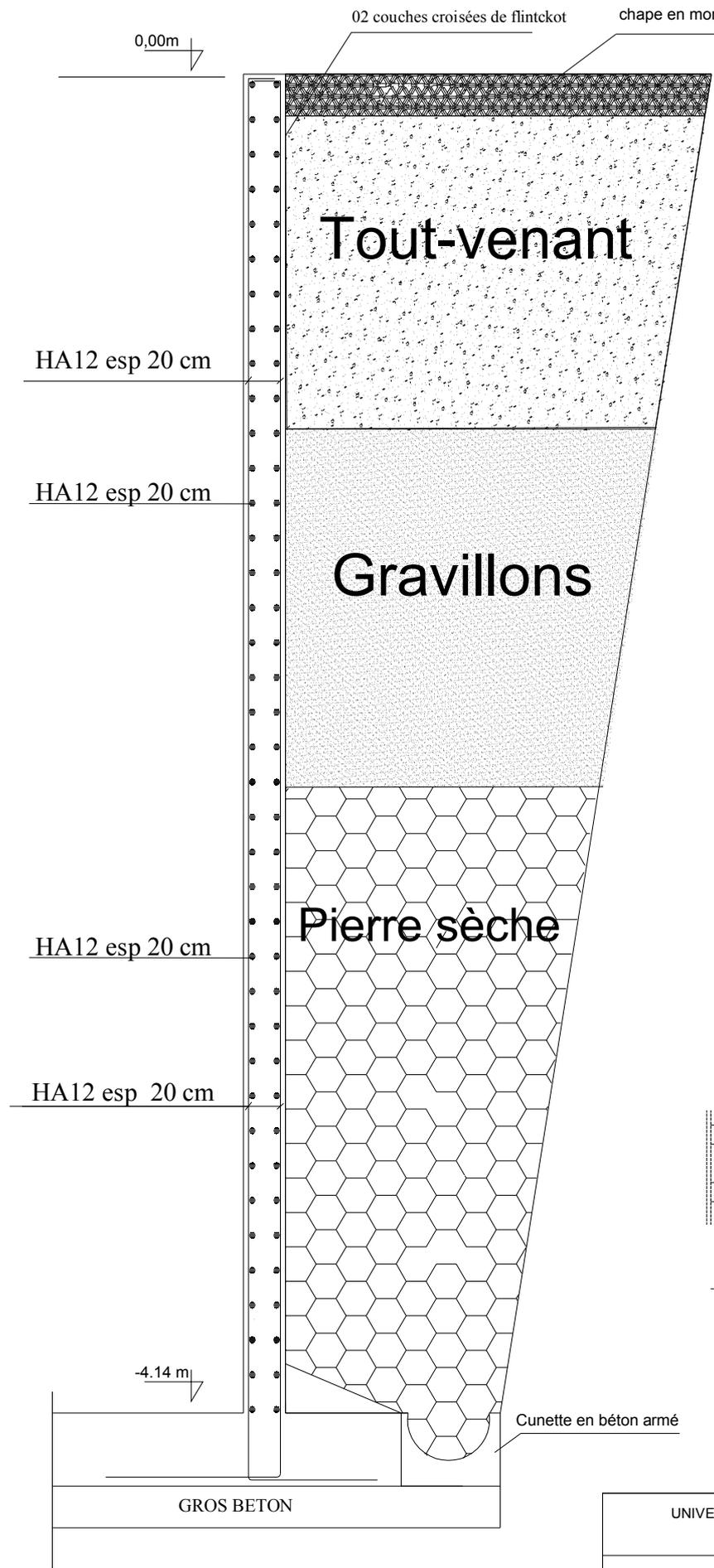


Voile Transversal : VT1  
L=1,20 m

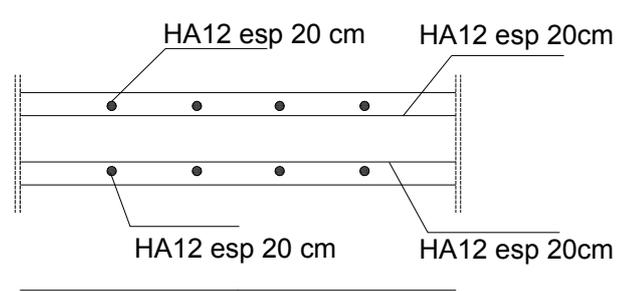


Voile Transversal : VT2  
L=1,00 m





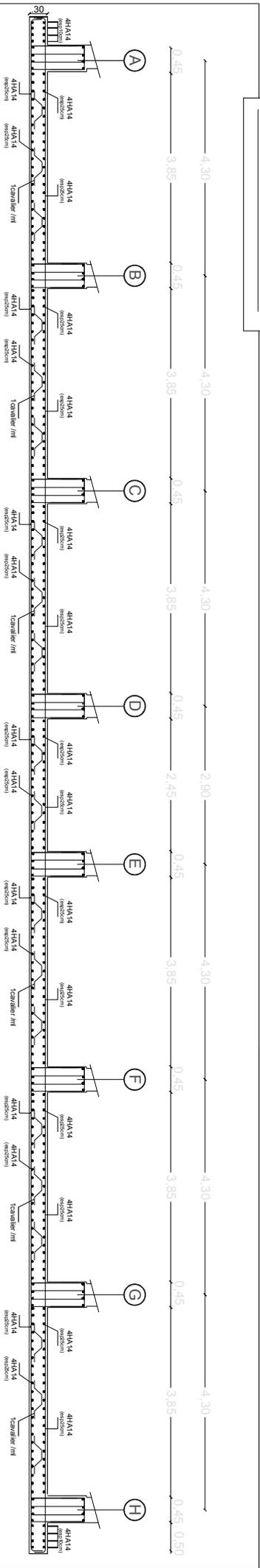
Coupe 1-1



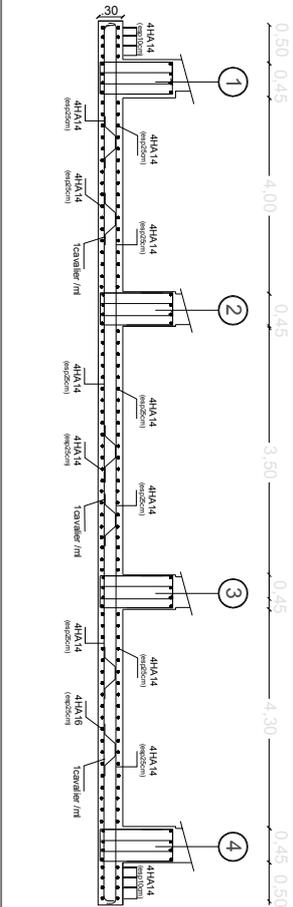
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mlle. AZAIM LYNDA Mlle. BELAIDI KAHINA		Plan de ferrailage de Mur plaque	plan N°06
ENCADREUR Mr. BOUAFIA			2020

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

**-Sens X-X**

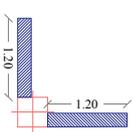
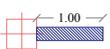
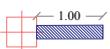
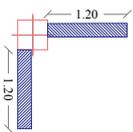
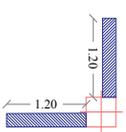
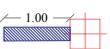
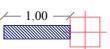
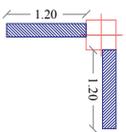


**-Sens Y-Y**



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Mlle. AZAIM LYNDIA Mlle. BELAIDI KAHINA	<i>Titre :</i>	<b>-Ferrailage de la dalle du radier</b>
ENCADREUR Mr. BOUAFIA	<i>Plan N°: 04</i>	
	<i>Echelle: 1/50</i>	<i>Promotion:</i>
	<i>2020</i>	





**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Mlle. AZAIM LYNDIA  
Mlle. BELAIDI KAHINA

ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

*Titre :*

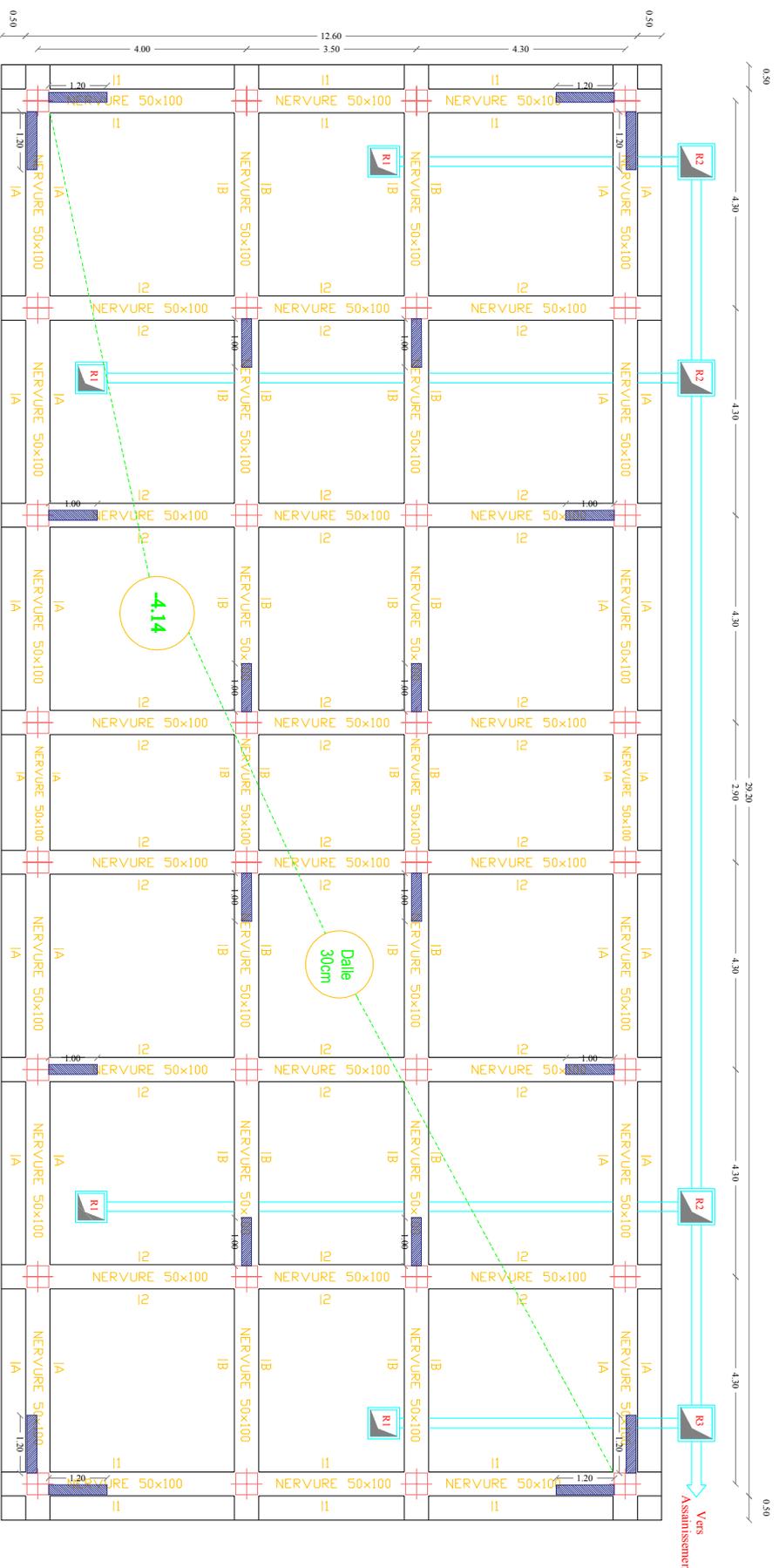
**Disposition des voies**

*Echelle°: 1/50*

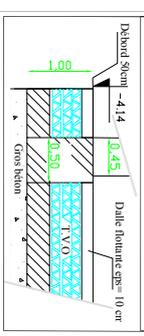
*Plan N°: 07*

*Promotion:*  
2020

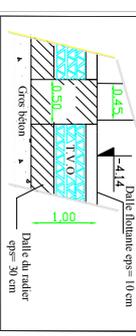
**Disposition des voies**



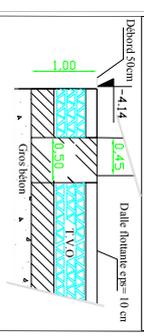
Coupe 1-1



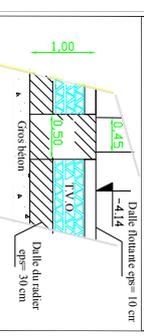
Coupe 2-2



Coupe A-A



Coupe B-B



# Zone: (I)

- Poteaux: (45X45)
- Nervure :(50X100)
- Débord :50cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

## PLAN DE FONDATIONS NIV: -4.14 (SOUS-SOL)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AZAIM LYNDIA  
Mlle. BELAIDI KAHINA  
ENCADREUR  
Mr. BOUAFIA

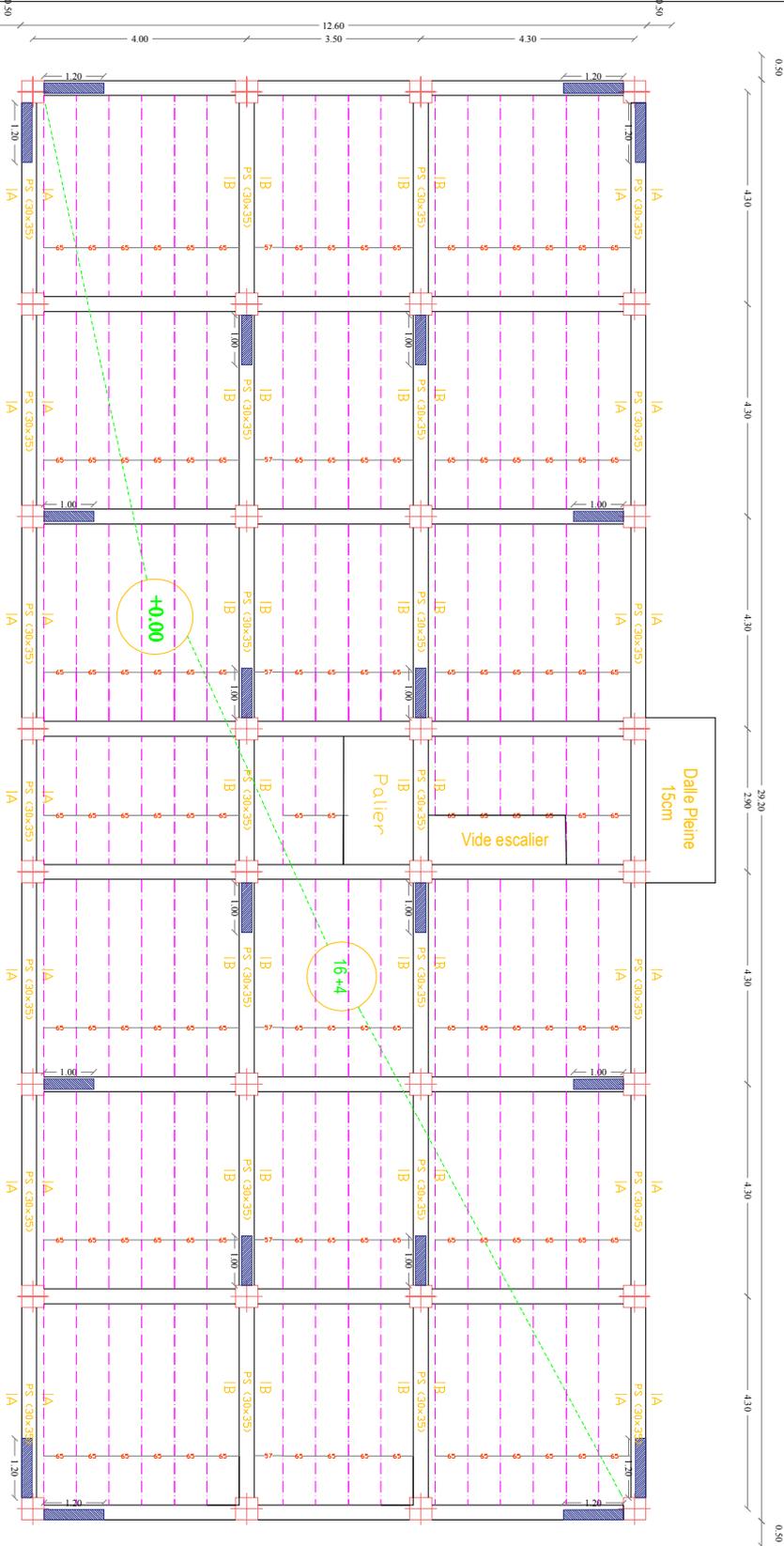
Titre :

PLAN DE FONDATIONS  
NIV: -4.14 (SOUS-SOL)

Echelle: 1/50

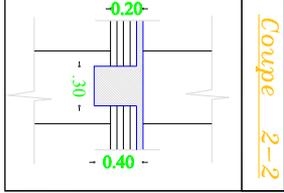
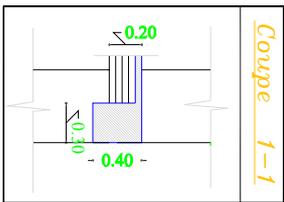
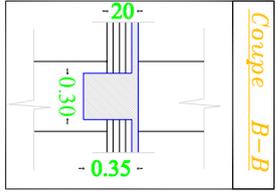
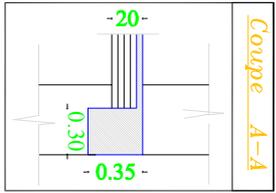
Plan N°: 08

Promotion:  
2020



- Zone: (I)**
- Poteaux: (45X45)
  - Poutres principales:(30X40)
  - Poutres secondaires:(30X35)
  - Dalle (CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +0.00 (RDC)**



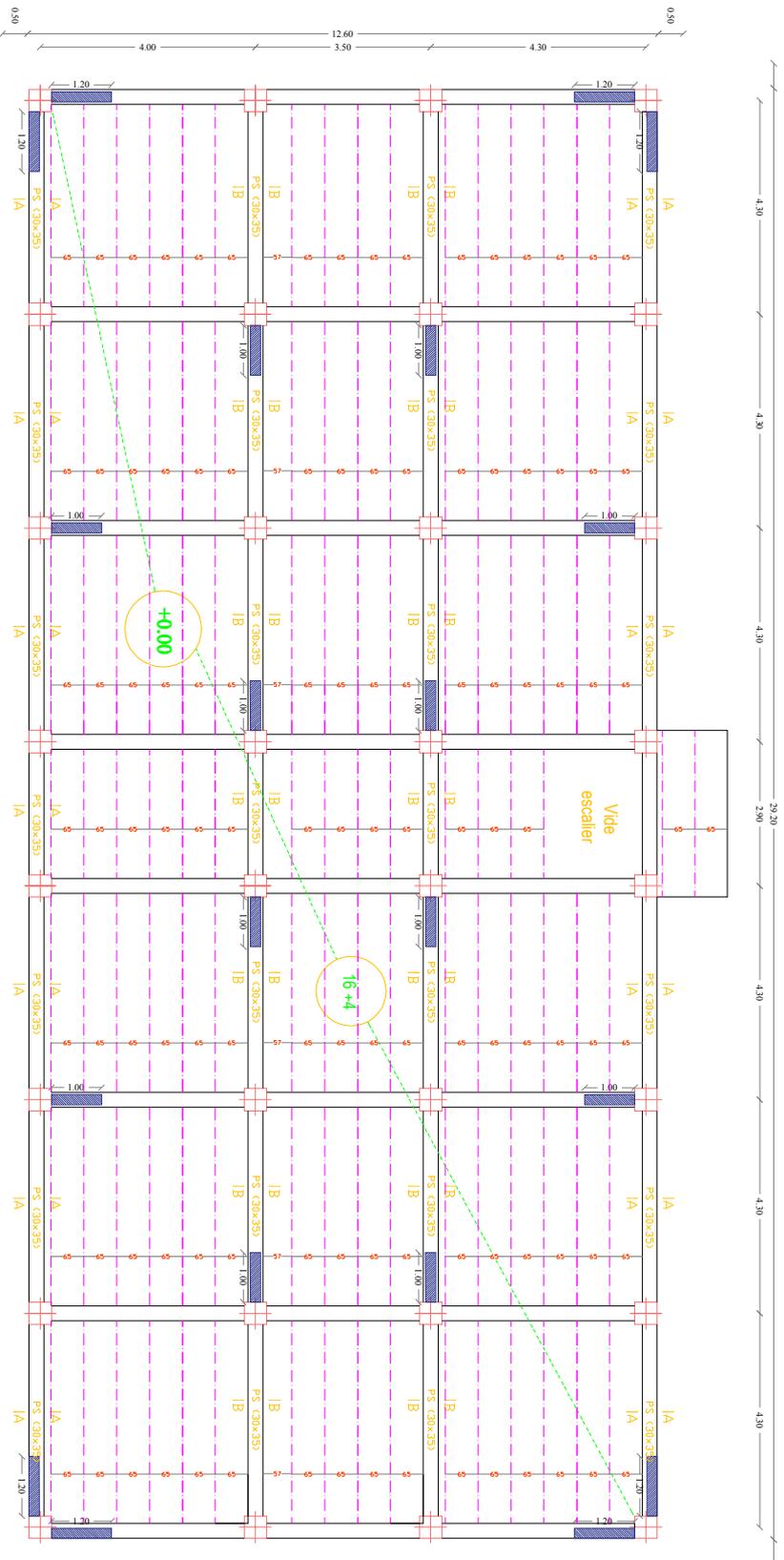
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AZAIM LYNDIA  
 Mlle. BELAIDI KAHINA

ENCADREUR  
 M. BOUAFIA

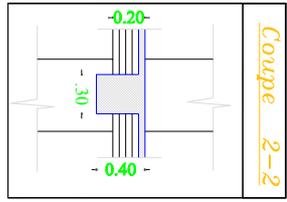
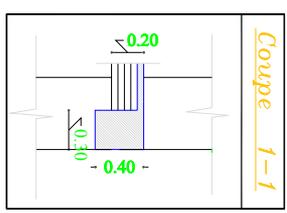
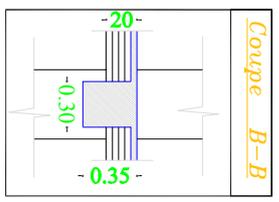
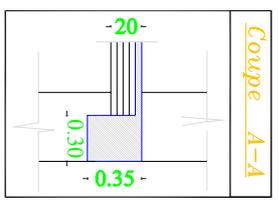
**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +0.00 (RDC)**

**Echelle: 1/50**  
**Plan N°: 09**  
**Promotion: 2020**



- Zone: (I)**
- Poteaux: (45X45)
  - Poutres principales:(30X40)
  - Poutres secondaires:(30X35)
  - Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +3.06 (ETAGE 1)**

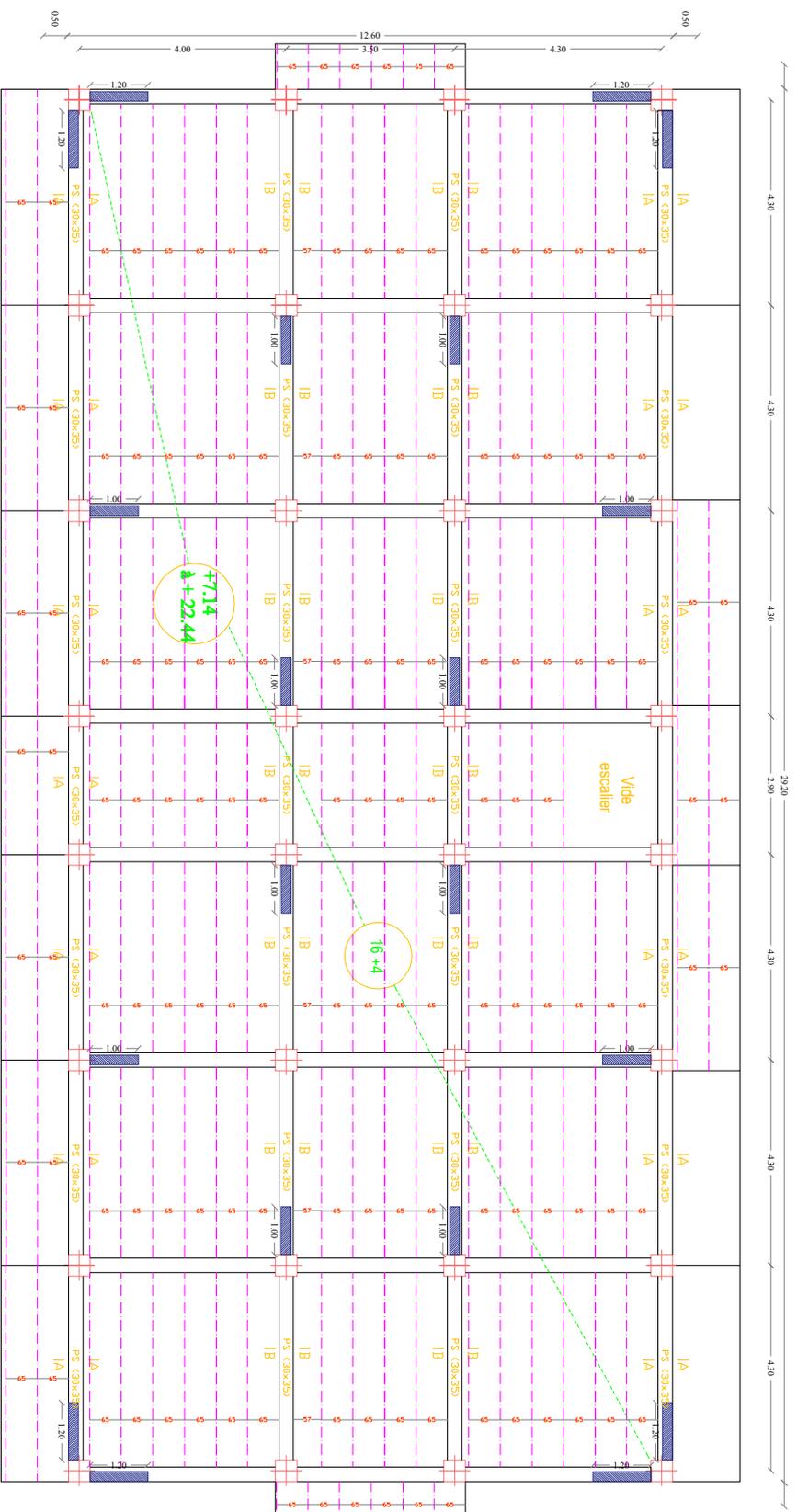


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AZAIM LYNDIA  
 Mlle. BELAIDI KAHINA  
 ENCADREUR  
 Mf. BOUAFIA

**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +3.06 (ETAGE 1)**

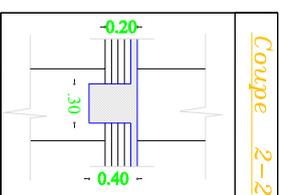
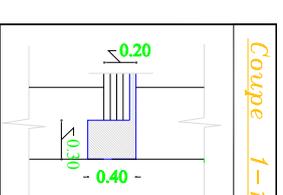
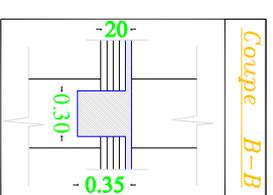
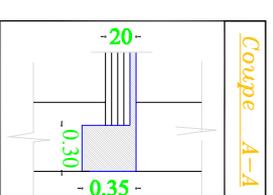
**Echelle: 1/50**  
**Plan N°: 10**  
**Promotion: 2020**



- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(Cc):ep=20cm

# PLAN DE COFFRAGE

## Etages courants



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		Mlle. AZAIM LYNDIA Mlle. BELAIDI KAHINA ENCADREUR Mr. BOUAFIA	<b>Titre :</b> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: +7.14 à +22.44	<b>Echelle: 1/50</b> <b>Plan N°: 11</b> <b>Promotion:</b> 2020
---	--	--	--	---