

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*Pour l'Obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Matériaux et Structures*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+10+Sous-Sol) à usage d'habitation  
et commercial contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>r</sup>. CHERIEF Faouzi**  
**M<sup>r</sup>. TISSOUKAI Brahim**

### Encadreur :

**M<sup>me</sup>. ATTIL**

**Jury: BERRAH**  
**RAMDANI**

**Promotion 2016-2017**

# *Remerciements*

*Louange à Dieu, Le miséricordieux, sans lui rien de tout cela n'aurait pu être.*

Nos remerciements sont adressés à : notre promotrice, **Mme ATTIL**, pour sa précieuse recommandation, ses conseils et ses orientations.

Merci à ceux qui prennent leur temps dévaluer notre travail, mesdames, et messieurs les membres de jury.

Un grand merci également à tous les enseignants de notre faculté pour leurs précieux conseils.

Nous présentons également notre gratitude aux amis, les membres de la famille qui nous ont soutenus durant l'accomplissement de notre travail.

Enfin, nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à tous ceux qui nous ont soutenus de près ou de loin pendant tout notre cursus étudiantin.

.

*Faouzi & Brahim*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Aux deux êtres humains qui sont les plus chères dans ma vie*

*A*

*Ma lumière, celle qui m'a donnée la vie, l'amour, la tendresse et le courage, toi chère Maman*

*FATIHA.*

*Celui qui m'a soutenu et guidé afin que je puisse arriver à cette étape de ma vie, toi chère*

*père DJILALI.*

*A mes frère Tahar et Massi*

*Mes adorables sœurs : Lynda , Kahina , Saliha.*

*Et a Chahinez*

*A tous mes amis ,*

*Toute la promotion GC*

*A tous ceux qui me sont chers je dédie ce rapport*

*Et toute personne qui m'aime et que j'aime*

*FAOUZI.*

# *Dédicace*

- à mes parents.

- à mes trois frères.

*Brahim*

# INDEXE

## Notations :

La signification des notations est suivante :

<b>E</b>	Séisme
<b>G</b>	Charges permanentes
<b>M</b>	Charges d'exploitations à caractère particulier.
<b>Q</b>	Action variables quelconque.
<b>S</b>	Action dues à la neige.
<b>W</b>	Action dues au vent.
<b>A<sub>s</sub></b>	Aire d'un acier.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinal.
<b>E<sub>b</sub></b>	Module de déformation longitudinale du béton.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de déformation instantanée.
<b>E<sub>ff</sub></b>	Module de déformation sous fluage.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de déformation différée ( $E_{vj}$ pour un chargement appliqué à l'âge de jjours).
<b>F</b>	Force ou action en général.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>M</b>	Moment en général.
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
<b>M<sub>q</sub></b>	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
<b>a</b>	Une dimension (en générale longitudinal).
<b>b</b>	Une dimension (largeur d'une section).
<b>b<sub>0</sub></b>	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
<b>d</b>	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>d</b>	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>e</b>	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
<b>f</b>	positivement vers les compressions.
<b>f<sub>e</sub></b>	Flèche.
<b>f<sub>cj</sub></b>	Limite d'élasticité.
<b>F<sub>tj</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
<b>F<sub>c28</sub> et</b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
<b>f<sub>t28</sub></b>	Grandeurs précédentes avec j=28j.
<b>g</b>	Densité des charges permanentes.
<b>h<sub>0</sub></b>	Epaisseur d'une membrure de béton.
<b>h</b>	Hauteur totale d'une section.
<b>i</b>	Rayon de giration d'une section de B A.
<b>j</b>	Nombre de jours.
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement.
<b>l<sub>s</sub></b>	Longueur de scellement.
<b>n</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
<b>p</b>	Action unitaire de la pesanteur.
<b>q</b>	Charge variable.
<b>S<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures transversales.
<b>x</b>	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
<b>σ<sub>bc</sub></b>	Contrainte de compression du béton.

# SOMMAIRE

**Introduction générale**.....1

## **Chapitre 1 : Généralités et présentation du projet**

**1.1.** Description de l'ouvrage.....2

**1.2.** Description architectural de l'ouvrage.....2

**1.3.** Hypothèses de calcul aux états limites.....5

**1.4.** Actions et sollicitations.....6

**1.5.** Caractéristique des matériaux .....8

**1.6.** Hypothèses de calcul .....13

## **Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments**

**2.1.** Introduction.....1

**2.2.** Pré dimensionnement des planchers.....2

**2.3.** Pré dimensionnement des poutres .....19

**2.4.** Pré dimensionnement des voiles.....19

**2.5.** Pré dimensionnement des escaliers .....20

**2.6.** Evaluation des charges et surcharges.....24

**2.7.** Pré dimensionnement des poteaux.....27

**2.8.** Descente de charge.....28

**2.9.** Conclusion.....39

## **Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

**3.1.** Introduction.....40

**3.2.** Calcul des planchers..... 40

**3.3.** calcule Dalles pleines... .....59

**3.4.** Etude de l'ascenseur .....68

3.5. Etude de la poutre de chinage.....	75
3.6. Etude de l'acrotère .....	80
3.7. Etude les escaliers .....	85

#### **Chapitre 4 : Etude dynamique**

4.1. Introduction.....	107
4.2. Modélisation.....	107
4.3. Méthode de calcul.....	108
4.4. Méthode statique équivalente.....	108
4.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	116
4.6. Conclusion.....	121

#### **Chapitre 5: Etude des éléments structuraux**

5.1. Etude des poutres.....	122
5.2. Etude des poteaux.....	131
5.3. Etude des voiles.....	143

#### **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

6 .1. Introduction.....	153
6.2. Combinaisons de calcul .....	153
6.3. Reconnaissance du sol.....	153
6.4. Choix du type de fondation.....	153
6.5. Eude des fondations.....	154
6.6. Eude du voile périphérique .....	170
<b>Conclusion</b> .....	174

#### **Bibliographie**

#### **Annexes**

# Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1.</b> $F_e$ en fonction du type d'acier	12
<b>Tableau 2.1.</b> Les dimensions de la cage d'escalier a trois volées	24
<b>Tableau 2.2.</b> Les dimensions de la cage d'escalier balancé	24
<b>Tableau 2.3.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	24
<b>Tableau 2.4.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux	25
<b>Tableau 2.5.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à dalle pleine	25
<b>Tableau 2.6.</b> Évaluation des charges sur la toiture	25
<b>Tableau 2.7.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine	26
<b>Tableau 2.8.</b> Évaluation des charges revenant aux balcons à dalle pleine	26
<b>Tableau 2.9.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	26
<b>Tableau 2.10.</b> Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	26
<b>Tableau 2.11.</b> Escalier a trois volées (escalier a trois volées)	27
<b>Tableau 2.12.</b> Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine (escalier balancé)	27
<b>Tableau 2.13.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	28
<b>Tableau 2.14.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P1)	30
<b>Tableau 2.15.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (p.2)	33
<b>Tableau 2.16.</b> Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	36
<b>Tableau 2.17.</b> Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	38
<b>Tableau 2.18.</b> Dimensions des poteaux	39
<b>Tableau 3.1.</b> Types de poutrelles	42
<b>Tableau 3.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	43
<b>Tableau 3.3.</b> Charges et surcharges d'exploitation	43
<b>Tableau 3.4.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (Type 3)	45
<b>Tableau 3.5.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (Type 3)	46
<b>Tableau 3.6.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 1)	46
<b>Tableau 3.7.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 1)	46
<b>Tableau 3.8.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 2)	47
<b>Tableau 3.9.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 2)	47
<b>Tableau 3.10.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 4)	47
<b>Tableau 3.11.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 4)	48
<b>Tableau 3.12.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 5)	48
<b>Tableau 3.13.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 5)	48
<b>Tableau 3.14.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 6)	49
<b>Tableau 3.15.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 6)	49
<b>Tableau 3.16.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse accessible	49
<b>Tableau 3.17.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC et étages courants	50
<b>Tableau 3.18.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du V.S	50
<b>Tableau 3.19.</b> Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles	51
<b>Tableau 3.20.</b> Résultats de calcul de flèche	56
<b>Tableau 3.21.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	56
<b>Tableau 3.22.</b> Vérifications nécessaires à l'ELU	56
<b>Tableau 3.23.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	57
<b>Tableau 3.24.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS	57
<b>Tableau 3.25.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux	58
<b>Tableau 3.26.</b> Données des différents types de dalle pleine	59
<b>Tableau 3.27.</b> Sollicitations maximales dans les dalles pleines	63
<b>Tableau 3.28.</b> Vérification de l'effort tranchant	64
<b>Tableau 3.29.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU	64
<b>Tableau 3.30.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	64
<b>Tableau 3.31.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS	66
<b>Tableau 3.32.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	73
<b>Tableau 3.33.</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	74
<b>Tableau 3.34.</b> Vérification des contraintes	75

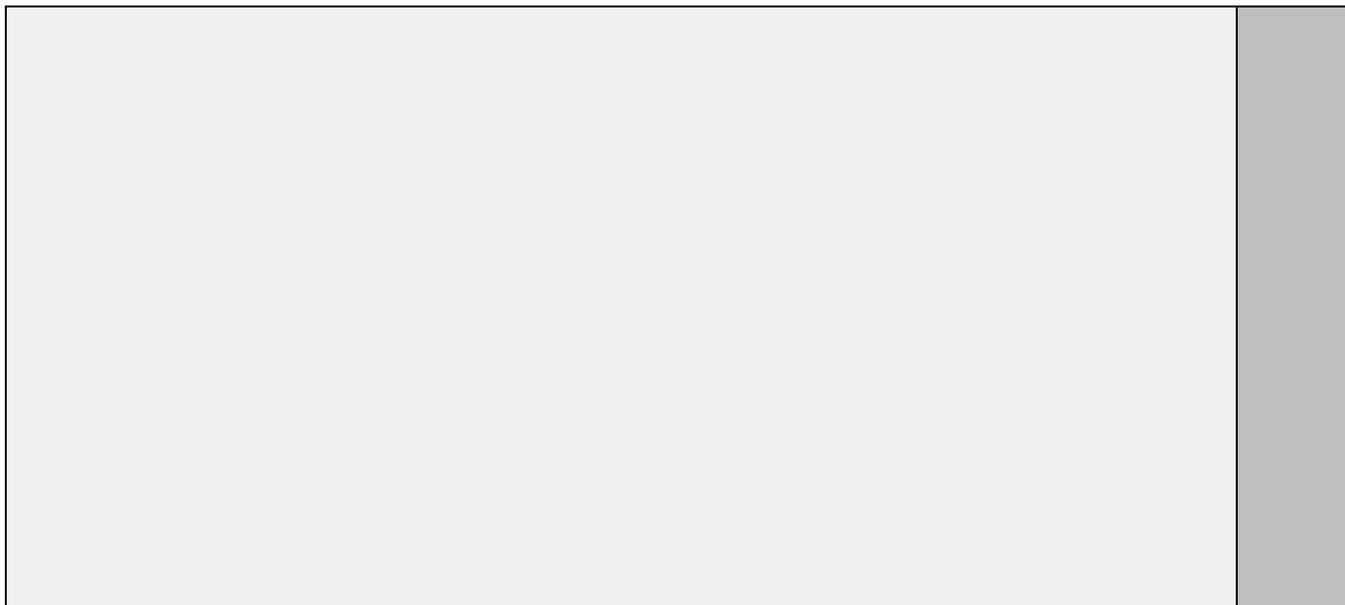
<b>Tableau 3.35.</b> Moments et ferrailages correspondant	<b>77</b>
<b>Tableau 3.36.</b> Vérification des contraintes	<b>77</b>
<b>Tableau 3.37.</b> Vérification de la flèche	<b>78</b>
<b>Tableau 3.38.</b> Moments et ferrailages correspondant	<b>79</b>
<b>Tableau 3.39.</b> Vérification des contraintes	<b>80</b>
<b>Tableau 3.40.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère	<b>81</b>
<b>Tableau 3.41.</b> Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	<b>89</b>
<b>Tableau 3.42.</b> Les résultats de calcul par la méthode RDM	<b>90</b>
<b>Tableau 3.43.</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	<b>90</b>
<b>Tableau 3.44.</b> Résultats de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie	<b>91</b>
<b>Tableau 3.45.</b> Vérification de l'effort tranchant	<b>91</b>
<b>Tableau 3.46.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	<b>91</b>
<b>Tableau 3.47.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	<b>94</b>
<b>Tableau 3.48.</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	<b>94</b>
<b>Tableau 3.49.</b> Calcul à l'ELS	<b>95</b>
<b>Tableau 3.50.</b> Vérifications à l'ELS	<b>96</b>
<b>Tableau 3.51.</b> Tableau de ferrailage de la partie AC=DF de l'escalier à trois volées entravée et aux appuis	<b>98</b>
<b>Tableau 3.52.</b> Les résultats de calcul	<b>99</b>
<b>Tableau 3.53.</b> Calcul en flexion simple et en torsion	<b>100</b>
<b>Tableau 3.54.</b> Résultats de ferrailage de la poutre brisée(2)	<b>103</b>
<b>Tableau 3.55.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	<b>105</b>
<b>Tableau 3.56.</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	<b>105</b>
<b>Tableau 4.1.</b> Valeurs des pénalités	<b>109</b>
<b>Tableau 4.2.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure	<b>113</b>
<b>Tableau 4.3.</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles	<b>116</b>
<b>Tableau 4.4.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	<b>117</b>
<b>Tableau 4.5.</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	<b>118</b>
<b>Tableau 4.6.</b> Vérification des déplacements	<b>119</b>
<b>Tableau 4.7.</b> Vérification à l'effet P-Δ.	<b>121</b>
<b>Tableau 4.8.</b> Vérification de la résultante des forces	<b>121</b>
<b>Tableau 4.9.</b> Dimensions finales des éléments structuraux	<b>125</b>
<b>Tableau 5.1.</b> Ferrailage des poutres principales (30×40) cm <sup>2</sup>	<b>126</b>
<b>Tableau 5.2.</b> Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm <sup>2</sup>	<b>129</b>
<b>Tableau 5.3 :</b> Vérification des contraintes tangentielles	<b>129</b>
<b>Tableau 5.4.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	<b>129</b>
<b>Tableau 5.5.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>129</b>
<b>Tableau 5.6.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>132</b>
<b>Tableau 5.7.</b> Sollicitations dans les poteaux	<b>133</b>
<b>Tableau 5.8.</b> Ferrailage longitudinal des poteaux	<b>135</b>
<b>Tableau 5.9.</b> Calcul des armatures transversales	<b>136</b>
<b>Tableau 5.10.</b> Vérification du flambement pour les poteaux	<b>136</b>
<b>Tableau 5.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	<b>137</b>
<b>Tableau 5.12.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	<b>138</b>
<b>Tableau 5.13.</b> Les moments résistants dans les poteaux	<b>139</b>
<b>Tableau 5.14.</b> Vérification de la zone nodale	<b>140</b>
<b>Tableau 5.15.</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	<b>142</b>
<b>Tableau 5.16.</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}$ // à x-x'	<b>146</b>
<b>Tableau 5.17.</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3}$ // à x-x'	<b>146</b>
<b>Tableau 5.18:</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}$ // à y-y'	<b>147</b>
<b>Tableau 5.19:</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}$ // à y-y'	<b>147</b>
<b>Tableau 5.20.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux	<b>148</b>
<b>Tableau 5.21.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux	<b>149</b>

<b>Tableau 5.22.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	<b>150</b>
<b>Tableau 5.23.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux	<b>151</b>
<b>Tableau 6.1.</b> Section d'armateur du radier	<b>159</b>
<b>Tableau 6.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	<b>160</b>
<b>Tableau 6.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS	<b>160</b>
<b>Tableau 6.4.</b> Section d'armateur du débord	<b>162</b>
<b>Tableau 6.5.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	<b>162</b>
<b>Tableaux 6.6.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	<b>165</b>
<b>Tableau 6.7.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	<b>165</b>
<b>Tableau 6.8.</b> Résultats de ferrailage des nervures	<b>166</b>
<b>Tableau 6.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	<b>167</b>
<b>Tableau 6.10.</b> Ferrailage des voiles périphérique	<b>172</b>
<b>Tableau 6.11.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS	<b>173</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure.1.1.</b> Plan de l'étage courant	3
<b>Figure.1.2.</b> Vue en élévation du bâtiment	3
<b>Figure.1.3.</b> Vue en 3D du bâtiment	4
<b>Figure.1.4.</b> Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.	9
<b>Figure.1.5.</b> Diagramme des contraintes du béton.	10
<b>Figure.1.6.</b> Diagramme des contraintes limite du béton.	11
<b>Figure.1.7.</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier.	13
<b>Figure.1.8.</b> Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	14
<b>Figure.2.1.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux	16
<b>Figure.2.2.</b> Plan de disposition des poutrelles (Étage Entresol).	17
<b>Figure.2.3.</b> Coupe transversale d'une poutrelle	18
<b>Figure.2.4.</b> Coupe transversale d'un voile	20
<b>Figure.2.5.</b> Coupe verticale de l'escalier	20
<b>Figure.2.6.</b> Escalier à trois volées	21
<b>Figure.2.7.</b> Surface afférente du niveau TA	28
<b>Figure.2.8.</b> Surface afférente RDC à l'étage 10	29
<b>Figure.2.9.</b> Surface afférente du vide sanitaire	29
<b>Figure.2.10.</b> Surface afférente de la TA	32
<b>Figure.2.11.</b> Surface afférente RDC à l'étage 10	32
<b>Figure.2.12.</b> Surface afférente du V.S	33
<b>Figure.3.1.</b> Schéma statique d'une poutrelle type 3	43
<b>Figure.3.2.</b> Schéma statique de la poutrelle type 1	46
<b>Figure.3.3.</b> Schéma statique de la poutrelle type 2	47
<b>Figure.3.4.</b> Schéma statique de la poutrelle type 4	47
<b>Figure.3.5.</b> Schéma statique de la poutrelle type 5	48
<b>Figure.3.6.</b> Schéma statique de la poutrelle type 6	49
<b>Figure.3.7.</b> Ferrailage de la dalle de compression	59
<b>Figure.3.8.</b> Schémas de la théorie des lignes	60
<b>Figure.3.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D1	66
<b>Figure.3.10.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D2 et D3	67
<b>Figure.3.11.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D4	67
<b>Figure.3.12.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D5	67
<b>Figure.3.13.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D6(ascenseur)	68
<b>Figure.3.14.</b> Schéma statique et concept d'ascenseur	68
<b>Figure.3.15.</b> Coupe transversale d'ascenseur	68
<b>Figure.3.16.</b> Schéma représentant la surface d'impact.	69
<b>Figure.3.17.</b> Schéma de ferrailage du local machine	73
<b>Figure.3.18.</b> Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	75
<b>Figure.3.19.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage	75
<b>Figure.3.20.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	78
<b>Figure.3.21.</b> Schéma statique de la poutre porteuse de l'escalier	78
<b>Figure.3.22.</b> Schéma de ferrailage de la poutre porteuse de l'escalier	80
<b>Figure.3.23.</b> Modèle de calcul de l'acrotère	80
<b>Figure.3.24.</b> Coupe transversale de l'acrotère.	80
<b>Figure.3.25.</b> Section de l'acrotère à ferrailer	82
<b>Figure.3.26.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère	84
<b>Figure.3.27.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)	90
<b>Figure.3.28.</b> Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.	92
<b>Figure.3.29.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	95
<b>Figure.3.30.</b> Escalier balancé	96
<b>Figure.3.31.</b> Schéma de la théorie des lignes de rupture	97
<b>Figure.3.32.</b> Schéma statique de la partie AC	98
<b>Figure.3.33.</b> Schéma de ferrailage de la partie AC	99
<b>Figure.3.34.</b> Vue en élévation de la poutre brisée(1)	100

<b>Figure.3.35.</b> Schéma statique de la poutre brisée	<b>100</b>
<b>Figure.3.36.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée(1)	<b>101</b>
<b>Figure.3.37.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée(2)	<b>106</b>
<b>Figure 4.1.</b> Spectre de réponse	<b>111</b>
<b>Figure 4.2.</b> Disposition des voiles de contreventement	<b>112</b>
<b>Figure 4.3.</b> Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14	<b>113</b>
<b>Figure 4.4.</b> Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)	<b>114</b>
<b>Figure 4.5.</b> Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)	<b>115</b>
<b>Figure 4.6.</b> Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)	<b>115</b>
<b>Figure 5.1.</b> Ancrage des armatures transversales	<b>123</b>
<b>Figure. 5.2.</b> Disposition constructives des portiques.	<b>123</b>
<b>Figure 5.3.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC	<b>130</b>
<b>Figure 5.4.</b> Zone nodale	<b>131</b>
<b>Figure 5.5.</b> Section d'un poteau	<b>137</b>
<b>Figure 5.6.</b> Répartition des moments dans les zones nodales	<b>139</b>
<b>Figure 5.7.</b> Réduction des sections de poteaux	<b>141</b>
<b>Figure 5.8.</b> Voile simple	<b>143</b>
<b>Figure 5.9.</b> Voile composé	<b>143</b>
<b>Figure5.10.</b> Disposition des armatures verticales (vue en plan)	<b>144</b>
<b>Figure 5-11.</b> armatures verticales sous (M et N)	<b>145</b>
<b>Figure.5.12.</b> Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )	<b>152</b>
<b>Figure 6.1.</b> Semelle filante	<b>154</b>
<b>Figure 6.2.</b> Schéma de ferrailage du radier	<b>161</b>
<b>Figure 6.3.</b> Schéma statique du débord	<b>161</b>
<b>Figure 6.4.</b> Schéma de ferrailage du débord	<b>162</b>
<b>Figure 6.5.</b> Schéma des lignes de rupture du radier	<b>163</b>
<b>Figure 6.6.</b> Schéma statique de la nervure selon Y-Y	<b>164</b>
<b>Figure 6.7.</b> Schéma statique de la nervure selon X-X	<b>164</b>
<b>Figure 6.8.</b> Schéma des nervures	<b>166</b>
<b>Figure 6.9.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y	<b>167</b>
<b>Figure 6.10 :</b> Schéma d'une semelle isolée	<b>168</b>
<b>Figure 6.11.</b> Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.	<b>170</b>
<b>Figure 6.12.</b> Poussée des terres sur les voiles périphériques	<b>170</b>
<b>Figure 6.13.</b> Schéma de ferrailage du voile	<b>173</b>



# ***Introduction Générale***

## INTRODUCTION GENERALE

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, et par conséquent il faut en tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+sous-sol+ RDC), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Au cours de nos trois premiers chapitres, nous présenterons d'abord notre projet. Puis, nous passerons dans le second chapitre au pré-dimensionnement des éléments. Quant au troisième chapitre, nous traiterons l'étude des éléments secondaires.

Ensuite nous entamerons l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie de voiles de contreventement. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP2000.

Une fois cela effectué, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V.

Nous terminerons, enfin, par le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

# ***Chapitre I***

### 1.1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+10+ +Vide sanitaire) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Vide sanitaire et RDC à usage commercial.
- ✓ Du premier étage au dixième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 2 logements de type F3 et F4).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit SIDI AICH centre (W.BEJAIA), qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

### 1.2. Description architectural de l'ouvrage

#### ✓ Dimensions en plan

Les dimensions maximales de la structure sont :

$$L_x = 12,20 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 28,75 \text{ m}$$

#### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale .....	37,57 m
Hauteur du vide sanitaire.....	03,91m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	03,91m
Hauteur des étages courants .....	03,06 m

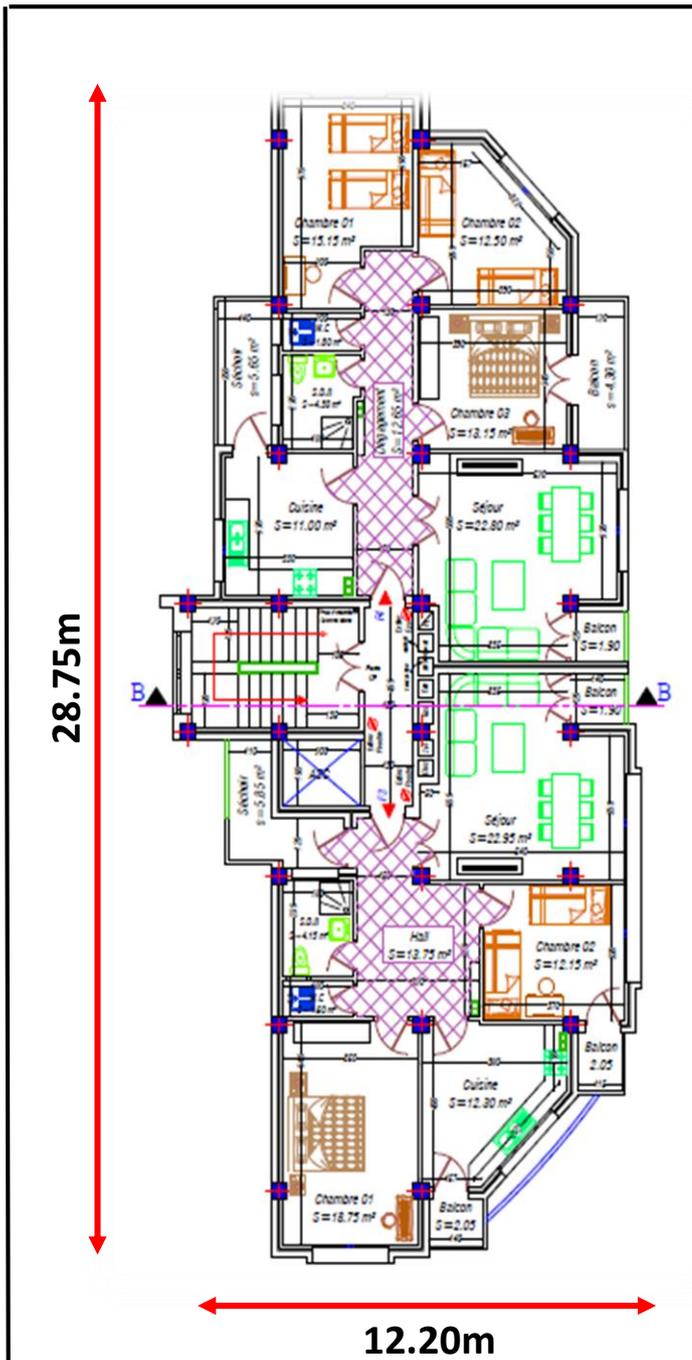


Figure 1.1. Plan de l'étage courant

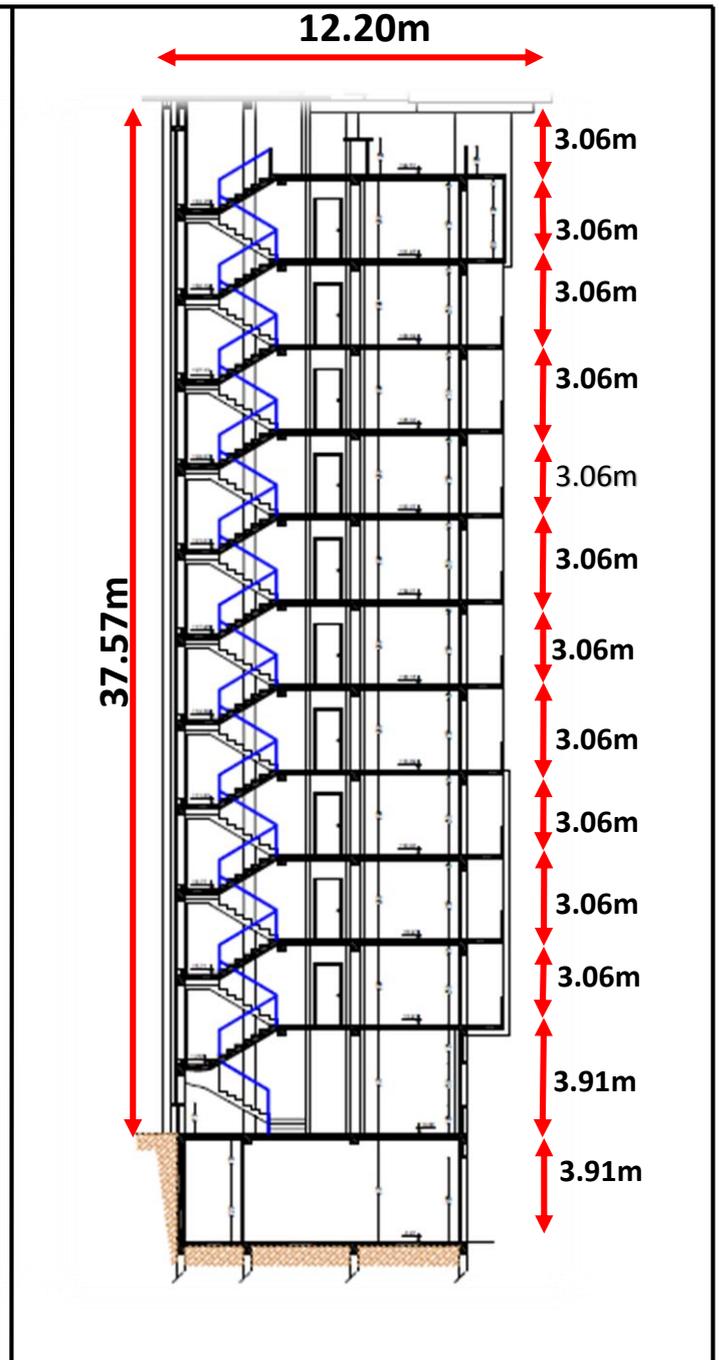


Figure 1.2. Vue en élévation du bâtiment



**Figure 1.3.** Vue en 3D du bâtiment

### 1.2.1. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude de sol, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Le sol de notre site est constitué d'une couche superficielle des remblais hétérogène a matrice argileuse.
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ .
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**
- Le terrain doit être assaini par la pose de drain périphériques pour recueillir les eaux de ruissellement.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

### 1.2.2. Description structurale

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm  
Séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** : les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** : elle assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels

### 1.2.3. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### 1.2.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

## 1.3. Hypothèses de calcul aux états limites

### 1.3.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### 1.3.2. Les hypothèses de calcul

#### ❖ E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### ❖ E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
  - 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
  - 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;
- $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## 1.4. Actions et sollicitations

### 1.4.1. les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

#### 1.4.1.1. Valeurs caractéristiques des actions

##### ➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les incendies.

#### 1.4.1.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**a. Combinaison d'action à l'ELU :**

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b. Combinaison d'action à l'E L S :**

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables :    ELU:  $1,35G+1,5Q$   
                                  ELS :  $G+Q$
- Situations accidentelles :  $G+Q+E$   
                                   $0,8G+E$

## 1.4.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

## 1.5. Caractéristique des matériaux

### 1.5.1. Le béton

#### 1.5.1.1. Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

#### 1.5.1.2. composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 litres de Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 litres  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 litres d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

### 1.5.1.3. Résistance caractéristique du béton

#### a. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

#### ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

#### ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

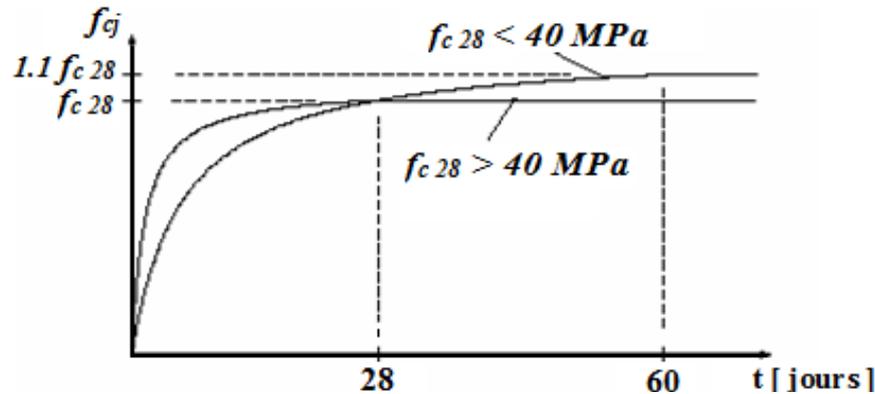


Figure 1.4. Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### b. Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

#### ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

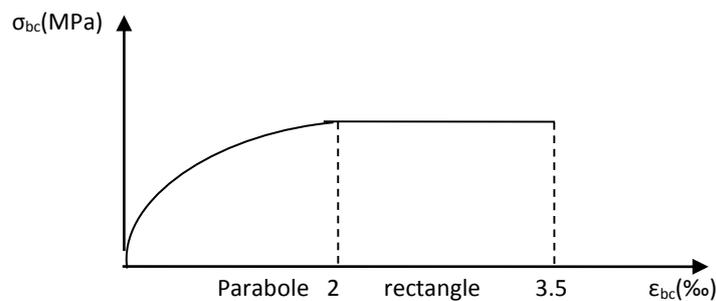
### c. Contrainte limite

#### c. 1. Etat limite ultime

✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Fig 1.5. :** Diagramme des contraintes du béton.

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour } : \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour } : \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  donc :

$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.  
 $\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

### c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

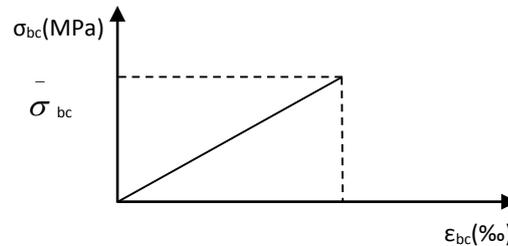


Fig.1.6. Diagramme des contraintes limite du béton.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

### d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

#### ✓ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad , \quad (f_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

#### ✓ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \quad . \quad E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

#### ✓ Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

## 1.5.2. L'acier

### 1.5.2.1. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

### 1.5.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

### Principales armatures utilisés

Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier

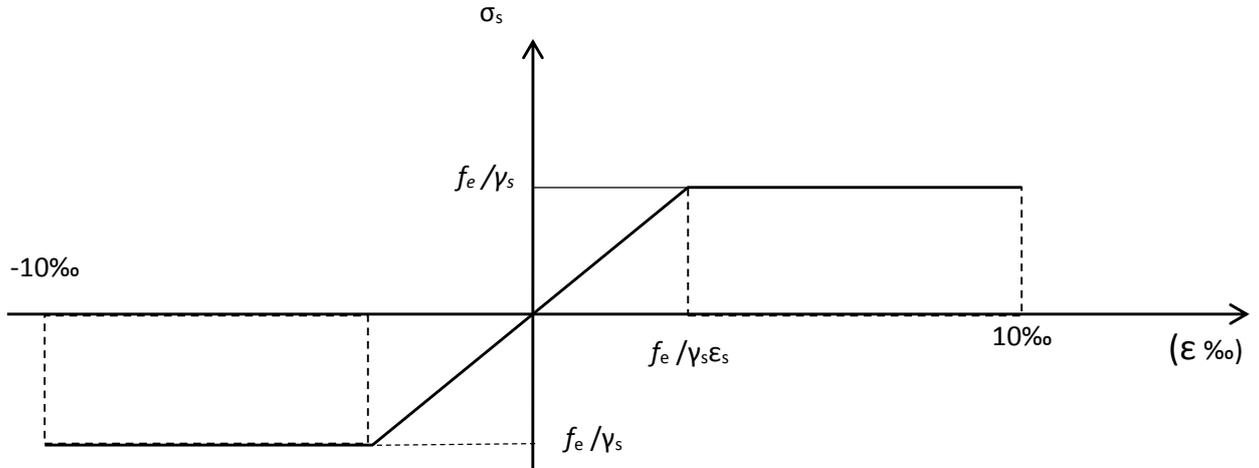
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
<b><math>f_e</math> [MPa]</b>	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

**1.5.2.3. Contrainte limite**

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Fig.1.7 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}} )$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} )$
- $\eta$  : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)
- $\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

**1.6. Hypothèses de calcul**

**1.6.1. Calcul aux états limites de services**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ( $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $\eta$ : est appelé coefficient d'équivalence.

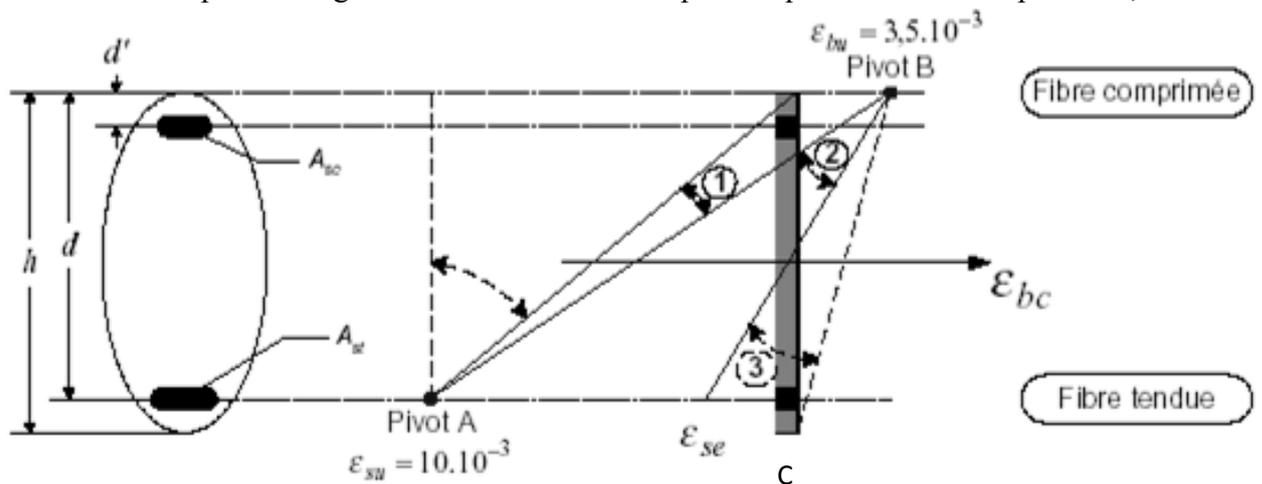
### 1.6.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B



**Fig.1.8 :** Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

**A :** correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B :** correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C :** correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $f_c = 400 \text{ MPa}$ .

# ***Chapitre II***

**2.1.Introduction**

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol

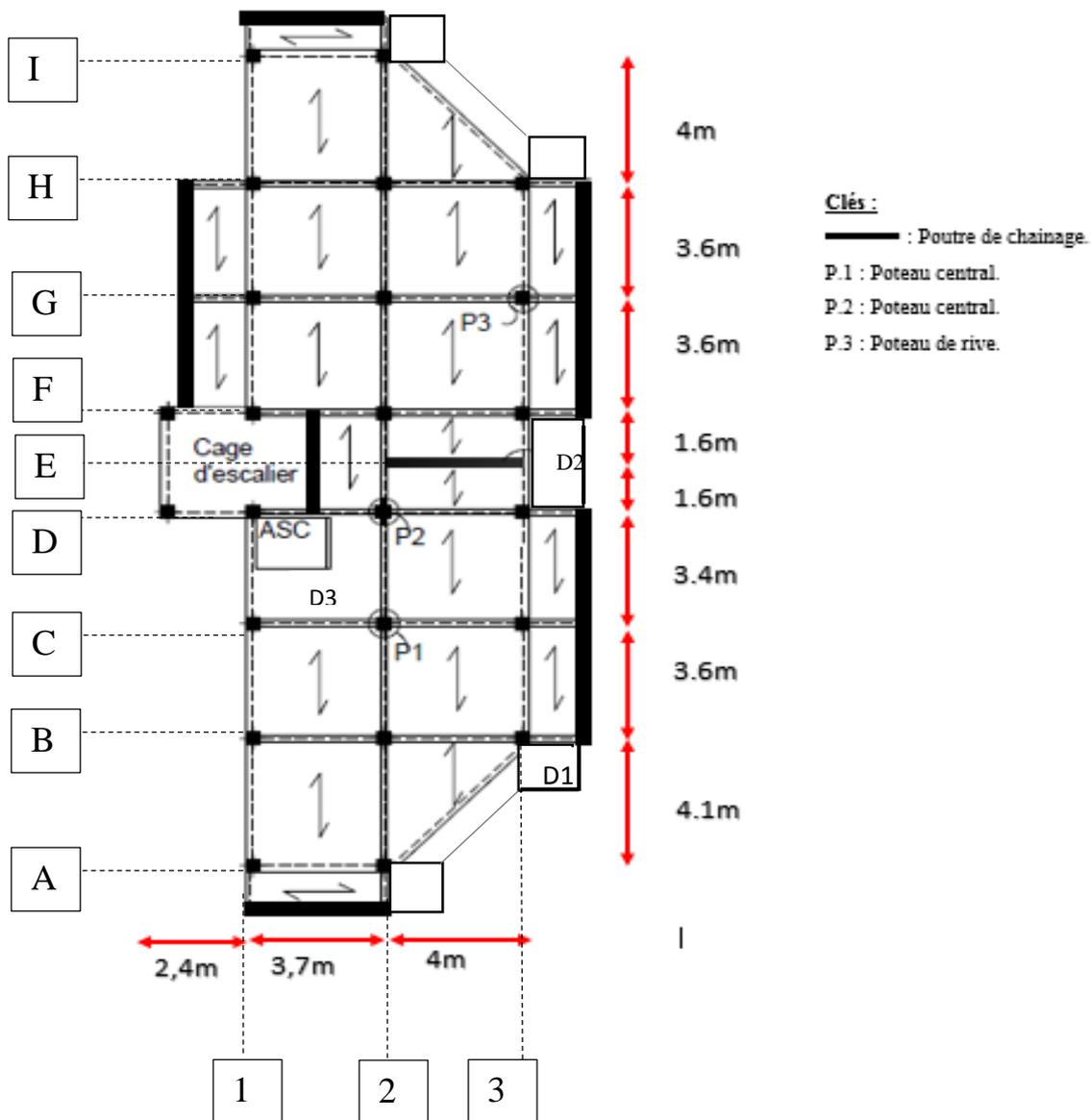
**2.2.Pré dimensionnement des planchers**

**2.2.1.1.Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

Et dont notre cas on'a favorisé la contisnuité .



**Figure 2.2.** Plan de disposition des poutrelles (Étage Entresol)

### 2.2.2. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ ).

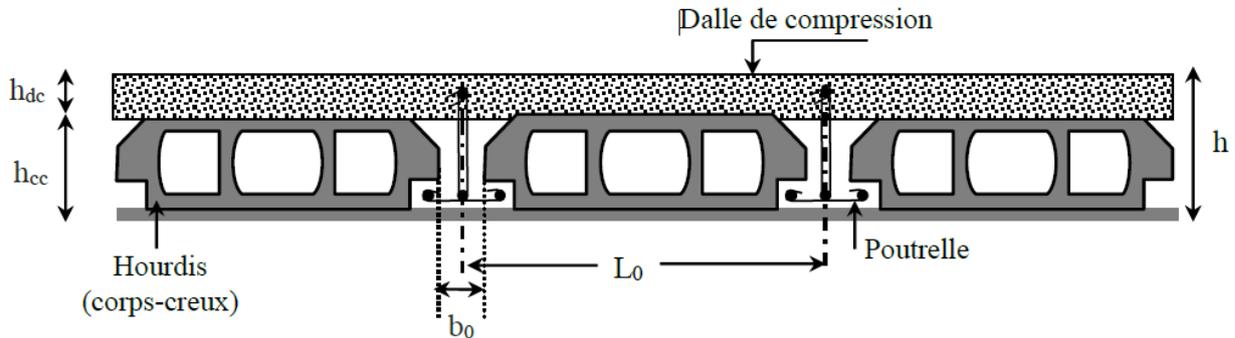


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4 - 0,3 = 3,7 \Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16,44 \text{ cm}.$$

On fixe la largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dc} = 16 + 4$ ) = 20 cm.

On prend  $h = 20 \text{ cm}$  soit un plancher (16+4) cm.

#### 2.2.2.1. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

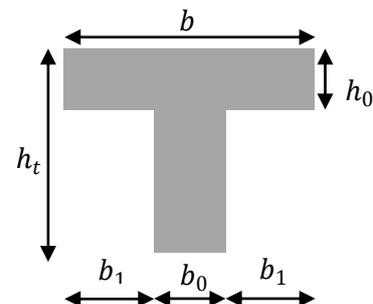


Figure 2.3. Coupe transversale d'une poutrelle

b : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

$l_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$l_y \text{ min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; l_y \text{ min} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$$

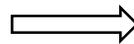
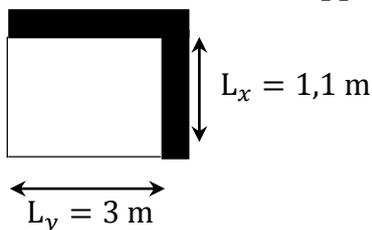
$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 ; 28)$$

Ce qui donne  $b = 65 \text{ cm}$ .

### 2.2.3. Plancher à dalle pleine

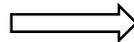
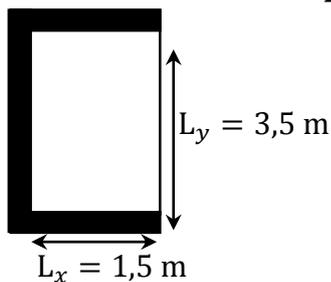
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

➤ **Dalle sur deux appuis (D1)**



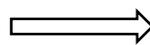
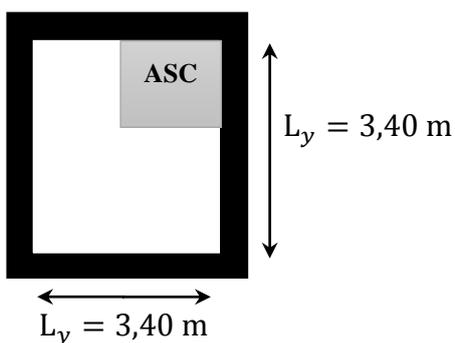
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,75 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Dalle sur trois appuis (D2)**



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,42 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Dalle sur quatre appuis (D3)**



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,91 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Est dans notre cas on opte pour deux heures de coupe feu . Donc, on choisit pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15 cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

**2.3. Pré dimensionnement des poutres**

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

**2.3.1. Poutres Principales (PP)**

$$L_{max} = 4 - 0,40 = 3,6 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (40*40) \text{ cm}^2)$$

Donc  $24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$

On prend  $h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$

**2.3.2. Poutres Secondaires (PS)**

$$L_{max} = 4,1 - 0,40 = 3,7 \text{ m}$$

$$25 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 & \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

**2.4. Pré dimensionnement des voiles**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - épaisseur de la dalle)
- $e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Vide sanitaire et RDC**

$$h_e = 391 - 20 = 371 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $e = 18,55 \text{ cm}$

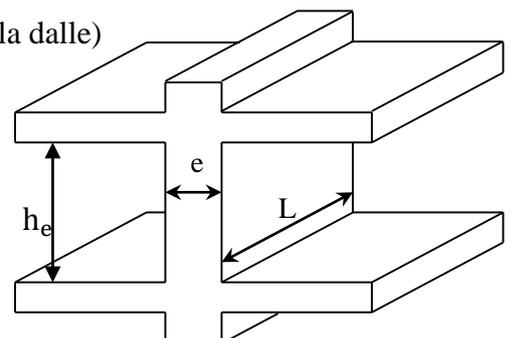


Figure 2.4. Coupe transversale d'un voile

### ➤ Autres niveaux

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

$$\text{Ce qui donne } e = 14,3 \text{ cm}$$

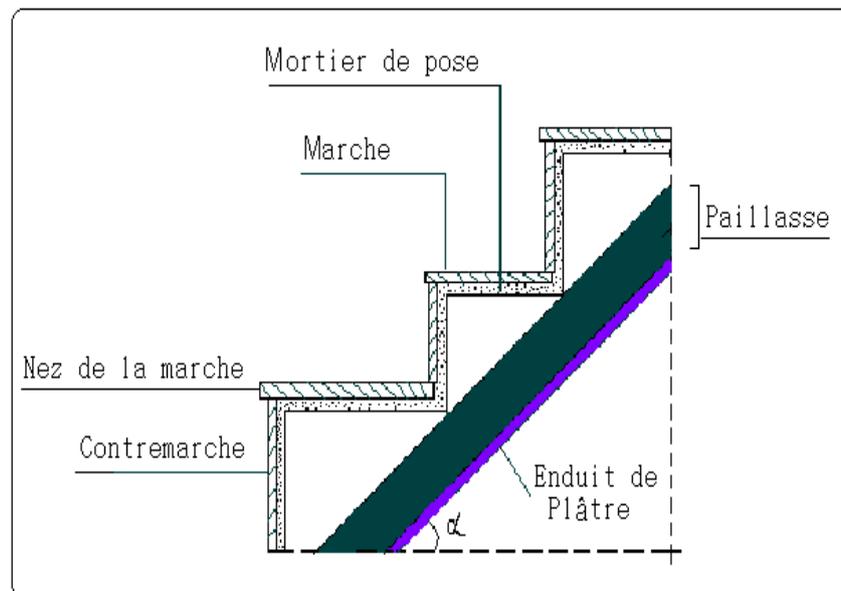
Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm pour RDC et V. Sanitaire} \\ 15 \text{ cm pour le reste des étages} \end{cases}$$

## 2.5. Pré dimensionnement des escaliers

### 2.5.1. Terminologie

- La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contremarche est la partie verticale, contre la marche.
- L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.
- Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La paillasse supporte les marches.
- Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.



**Figure. 2.5.** Coupe verticale de l'escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .
- $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n - 1$  : Nombre de marche ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contre marche.

2.5.2. Escalier à trois volées (du RDC au 10<sup>ème</sup> étage)

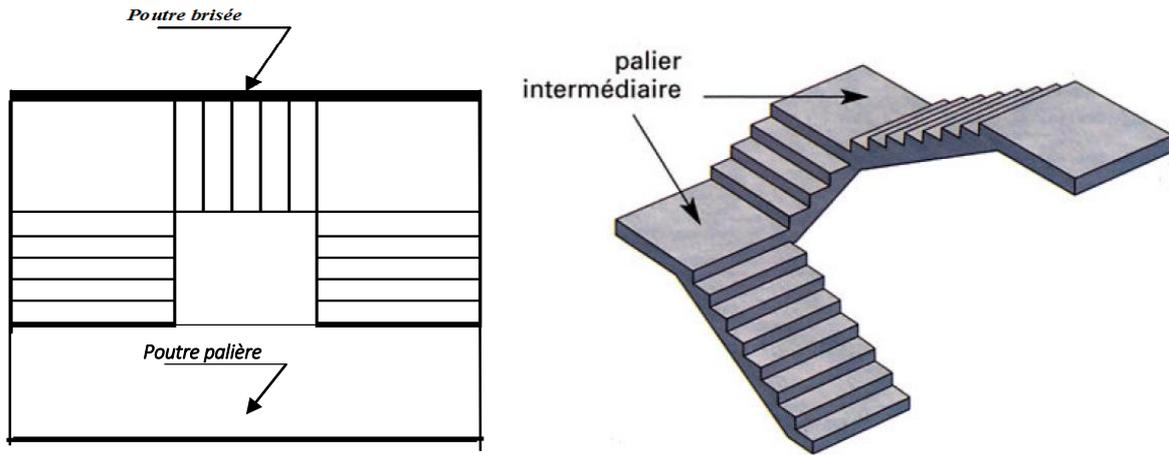
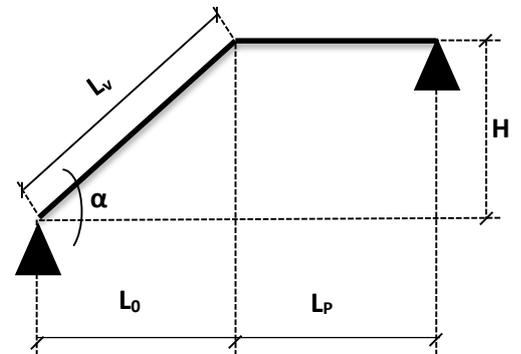
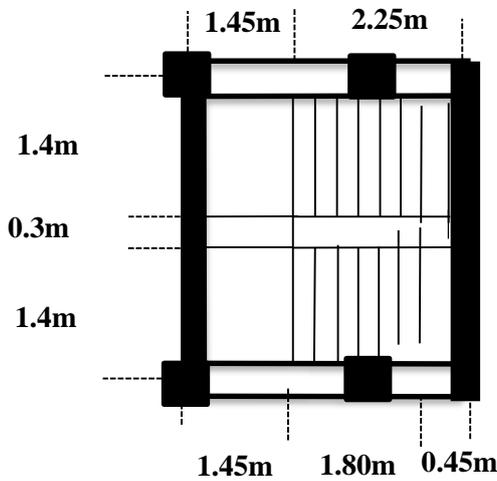


Figure. 2.6. Escalier à trois volées



• Première volée :

- Epaisseur de la paille :

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

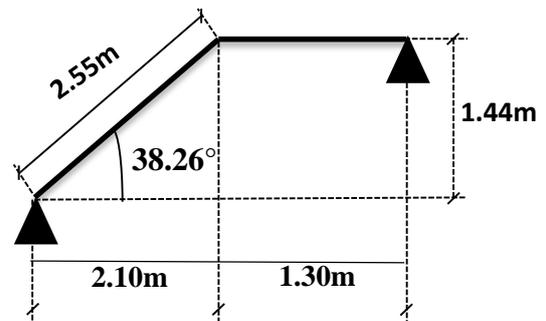
$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 2.1 + \sqrt{2.1^2 + 1.44^2} = 4.65m.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20} \Rightarrow 15,5cm \leq e \leq 23.25cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 18 \text{ cm}$ .

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

On a :  $L_0 = 210 \text{ cm}$  ;  $H = 144 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 144 + 210)n + 2 \times 144 = 0$$

$$64n^2 - 562n + 288 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 8$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 7$** .

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{144}{8} = 18 \Rightarrow h = 18 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 18 \text{ cm}$ .

• **Troisième volée :**

- **Epaisseur de la paille :**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

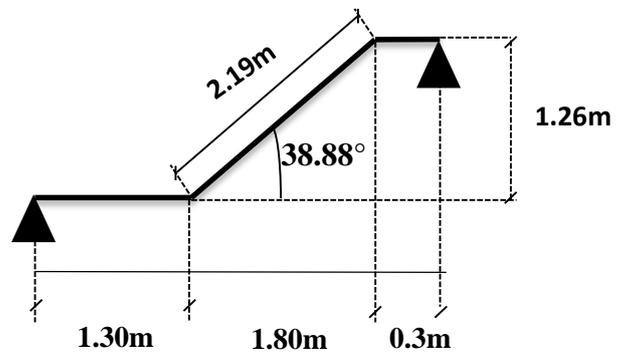
$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 1.3 + \sqrt{1.26^2 + 1.8^2} + 0.3 = 3.8 \text{ m.}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20} \Rightarrow 12.66 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  **$e = 18 \text{ cm}$** .

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

On a :  $L_0 = 180 \text{ cm}$  ;  $H = 126 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 126 + 180)n + 2 \times 126 = 0$$

$$64n^2 - 496n + 252 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 7$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 6$** .

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

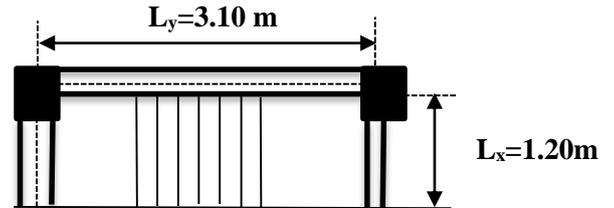
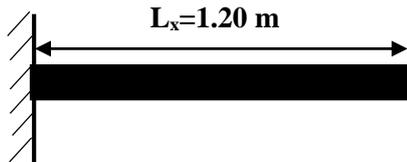
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{126}{7} = 18 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 18cm$ .

- **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



- **Epaisseur de la pailasse :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e = 12\text{ cm}$ .

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

On a :  $L_0 = 30\text{ cm}$  ;  $H = 36\text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 36 + 30)n + 2 \times 36 = 0$$

$$64n^2 - 1666n + 72 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est :  $n = 2$ .

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 1$ .

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{30}{1} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{36}{2} = 18 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contre marche est  $h = 18cm$ .

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

**Tableau 2.1.** Les dimensions de la cage d'escalier a trois volées

Cages d'escaliers	volées	$L_p$ (m)	$L_0$ (m)	$L'_p$ (m)	$L_v$ (m)	H (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Etages courants	1	/	2.10	1.30	2.55	1.44	3.85	38.26	8	18	30	18
	2	1.4	0.30	1.4	0.46	0.36	3.26	50.19	2	18	30	12
	3	1.30	1.80	0.3	2.19	1.26	3.79	38.88	7	18	30	18

### 2.5.3. Escalier balancé (du Vide Sanitaire au RDC)

On fixant la hauteur des contres marches  $h$  à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche Correspondant :  $n = 391/17 = 23$  contres marches le nombre de marche est  $(n - 1) = 22$  marches  $g = 30\text{cm}$  et  $h = 17\text{cm}$ .

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

**Tableau 2.2.** Les dimensions de la cage d'escalier balancé

Cages d'escaliers	H <sub>étage</sub> (m)	Volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	Inclinaison $\alpha(^{\circ})$	N <sup>bre</sup> de contremarche n	Epaisseur (cm)	h (cm)	g (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	3.91	1	1.19	1.8	33.46	7	25	17	30
		2	1.02	1.50	34.21	7	25		

### 2.6.Évaluation des charges et des surcharges

**Tableau 2.3.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N <sup>o</sup>	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,28</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1,5</b>
<b>Q étage commercial</b>				<b>5</b>

**Tableau 2.4.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N <sup>o</sup>	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,48</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau 2.5.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
<b>Charge permanent G</b>				<b>7,38</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau 2.6.** Évaluation des charges sur la toiture

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Ferme (bois+penne+chevron)	/	/	0,73
2	Tuile mécanique	/	/	0,4
<b>Charge permanent G</b>				<b>1,13</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau 2.7.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,18</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

**Tableau 2.8.** Évaluation des charges revenant aux balcons à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4.43</b>

<b>charge d'exploitation Q</b>	<b>3,5</b>
--------------------------------	------------

**Tableau 2.9.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,74</b>

**Tableau 2.10.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,18	4,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,93</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

**Tableau 2.11.** Escalier a trois volées (escalier a trois volées)

N°	Couche		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Volée 1	Volée2 e= 0,12/cos(α)	Volée 3
1	dalle pleine		25	0,18/cos(α)	5,45	4,68	5,49
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,24	0,24	0,24
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,24	0,24	0,24
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,4	0,51	0,4
5	poids des marches		22	h/2	1,98	1,98	1,98
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
<b>Charge permanent G<sub>vi</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>					<b>9,71</b>	<b>9,05</b>	<b>9,75</b>

**Tableau 2.12.** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine (escalier balancé)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Volée 1	Volée2
1	dalle pleine	25	0,25/cos(α)	6,96	7,01

2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23
4	Enduit de ciment		18	$0,015/\cos(\alpha)$	0,3	0,3
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6
<b>Charge permanent <math>G_{vi}</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>					<b>10,99</b>	<b>11,04</b>

### 2.7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P.1 : poteau central ; P.2 : poteau central ; P.3 : poteau de rive.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×30) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau 2.13.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Vide sanitaire,	45 × 40	17.595
RDC		17.595
Etages 1 et 2	40 × 40	12.24
Etages 3 et 4	40 × 35	10.71
Etages 5 et 6	35 × 35	13,77
Etages 7 et 8	35 × 30	9.371
Etages 9 et 10	30 × 30	6.885

**Avec :**

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

$H_e$  : hauteur du poteau  $\begin{cases} H_e = 3,91 \text{ m} & \text{pour le vide sanitaire et le RDC} \\ H_e = 3,06 \text{ m} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$

## 2.8.Descente de charge

### 2.8.1 Pré dimensionnement du Poteau (P.1)

#### Les surfaces afférentes

##### ➤ Niveau 11 (Terrasse accessible)

$$\begin{cases} S1 = 2,805 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,970 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,720 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,880 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,50 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,5 = 9,187 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,3 * 3,25 = 7,312 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,50 \text{ KN}$$

**T.A** : terrasse accessible ; **D.P** : dalle pleine ;

**C.C** : corps creux. **PP** : poutre principale ;

**PS**: poutre secondaire.

##### ➤ Du RDC à l'étage 10

$$\begin{cases} S1 = 2,805 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,970 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,720 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,880 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,50 \text{ KN}$$

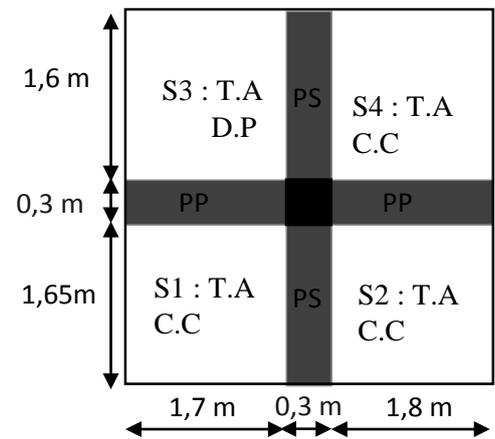


Figure 2.7. Surface afférente du niveau TA

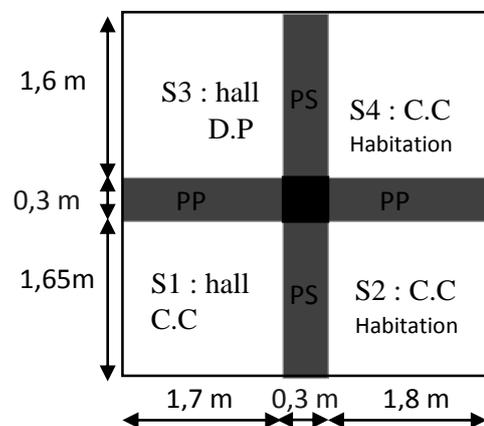


Figure 2.8. Surface afférente RDC à l'étage 10

**Vide sanitaire**

$$\begin{cases} S1 = 2,805 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,970 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,720 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,880 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{\text{poutres}} = 16,50 \text{ KN}$

Les surcharges d'exploitation reprisent par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 11<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 10<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

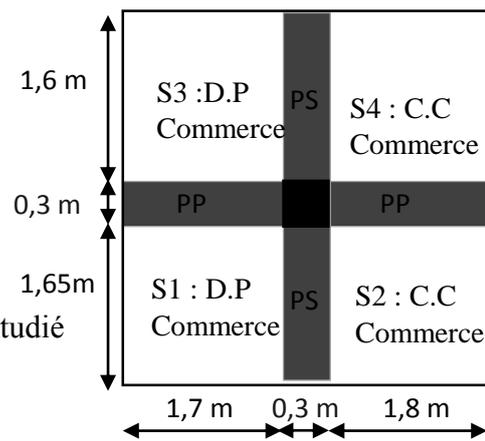


Figure 2.9. Surface afférente du vide sanitaire

**Tableau 2.14.** Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Etage	Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
Etage 10	N0	Poutres	16.5	20.235
		Plancher TA DP	21.9186	
		Plancher TA CC	54.4644	
		Poteaux	8.0325	
		$\Sigma$	<b>100.9155</b>	
Etage 9	N1	N0	100.9155	12.6075
		poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	
		Plancher Corps creux	44.3784	

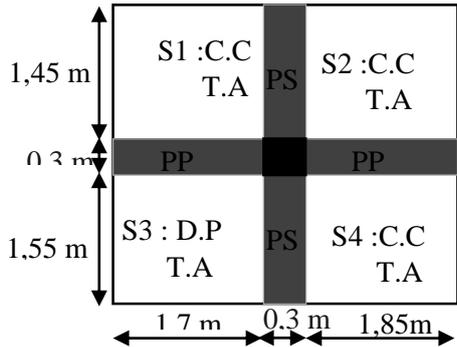
		poteaux	8.0325	
		<b>Σ</b>	<b>188.181</b>	<b>40.2675</b>
<b>Etage 8</b>	<b>N2</b>	N1	188.181	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	10.71	
		<b>Σ</b>	<b>278.124</b>	<b>58.29675</b>
<b>Etage 7</b>	<b>N3</b>	N2	278.124	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	10.71	
		<b>Σ</b>	<b>368.067</b>	<b>74.32275</b>
<b>Etage 6</b>	<b>N4</b>	N3	<b>368.067</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	13.77	
		<b>Σ</b>	<b>461.07</b>	<b>88.3455</b>
<b>Etage 5</b>	<b>N5</b>	N4	<b>461.07</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	13.77	
		<b>Σ</b>	<b>554.073</b>	<b>100.365</b>
<b>Etage 4</b>	<b>N6</b>	N5	<b>554.073</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	17.2125	

		<b>Σ</b>	<b>650.5185</b>	<b>110.38125</b>
<b>Etage 3</b>	<b>N7</b>	N6	<b>650.5185</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	17.2125	
		<b>Σ</b>	<b>746.964</b>	<b>120.3975</b>
<b>Etage 2</b>	<b>N8</b>	N7	<b>746.964</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	21.0375	
		<b>Σ</b>	<b>847.2345</b>	<b>130.41375</b>
<b>Etage 1</b>	<b>N9</b>	N8	<b>847.2345</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	21.0375	
		<b>Σ</b>	<b>947.505</b>	<b>140.43</b>
<b>RDC</b>	<b>N10</b>	N9	<b>947.505</b>	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	7.425
		Plancher Corps creux	44.3784	12.6075
		Poteaux	32.2575	
		<b>Σ</b>	<b>1058.9955</b>	<b>150.44625</b>
<b>Sous-sol</b>	<b>N11</b>	N10	1058.9955	
		Poutres	16.5	
		Plancher Dalle pleine	18.3546	14.85
		Plancher Corps creux	44.3784	42.025
		Poteaux	32.2575	

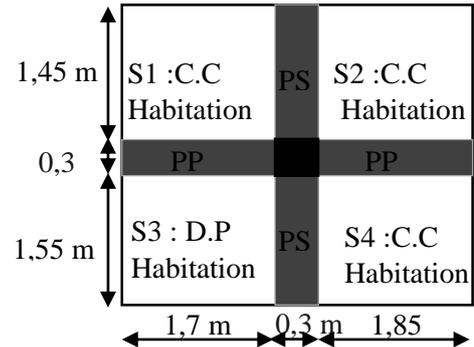
	$\Sigma$	<b>1170.486</b>	<b>183.9077</b>
	<b>ELU</b>	1,35G = 1580,1561 KN	1,5Q = 275,8615
	<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b><math>N_u' = 1856,01765</math> KN</b>	

**2.8.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.2)**

Les surfaces afférentes



**Fig2.10.** Surface afférente de la TA

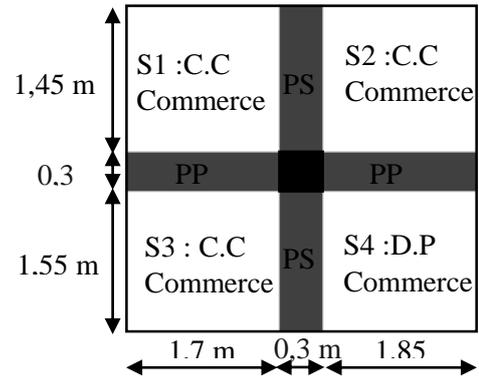


**Figure2.11.** Surface afférente RDC à l'étage 10

$$\begin{cases} S1 = 2,465 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,682 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,635 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,867 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,3 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 4,45 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,43 \text{ KN}$$



**Figure 2.12.** Surface afférente du V.S

**Tableau 2.15.** Résultats de la descente de charge du poteau p.2

Etage	Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
<b>Etage 10</b>	<b>N0</b>	Poutres	15.937	
		Plancher TA DP	37.638	
		Plancher TA CC	34.992	18.81
		Poteaux	8.0325	
		$\Sigma$	<b>96.5995</b>	<b>18.81</b>
		N0	96.5995	

<b>Etage 9</b>	<b>N1</b>	poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		poteaux	8.0325	
		<b>Σ</b>	<b>177.2371</b>	<b>38.3</b>
<b>Etage 8</b>	<b>N2</b>	N1	177.2371	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	10.71	
<b>Σ</b>	<b>260.5522</b>	<b>55.841</b>		
<b>Etage 7</b>	<b>N3</b>	N2	260.5522	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	10.71	
<b>Σ</b>	<b>343.8673</b>	<b>71.433</b>		
<b>Etage 6</b>	<b>N4</b>	N3	<b>343.8673</b>	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	13.77	
<b>Σ</b>	<b>430.2424</b>	<b>85.076</b>		
<b>Etage 5</b>	<b>N5</b>	N4		
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	13.77	
<b>Σ</b>	<b>516.6175</b>	<b>96.77</b>		

<b>Etage 4</b>	<b>N6</b>	N5	516.6175	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	17.2125	
		<b>Σ</b>	<b>606.4351</b>	<b>106.515</b>
<b>Etage 3</b>	<b>N7</b>	N6	606.4351	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	17.2125	
		<b>Σ</b>	<b>696.2527</b>	<b>116.26</b>
<b>Etage 2</b>	<b>N8</b>	N7	696.2527	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	21.0375	
		<b>Σ</b>	<b>789.8953</b>	<b>126.005</b>
<b>Etage 1</b>	<b>N9</b>	N8	789.8953	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	7.425
		Plancher Corps creux	28.512	12.6075
		Poteaux	21.0375	
		<b>Σ</b>	<b>883.5379</b>	<b>135.75</b>
<b>RDC</b>	<b>N10</b>	N9	883.5379	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	11.39
		Plancher Corps creux	28.512	8.1
		Poteaux	32.2575	
		<b>Σ</b>	<b>960.3421</b>	<b>29.48</b>

		$\Sigma$	<b>988.4005</b>	<b>145.495</b>
<b>Sous-sol</b>	<b>N11</b>	N10	988.4005	
		Poutres	15.937	
		Plancher Dalle pleine	28.1561	22.78
		Plancher Corps creux	28.512	27
		Poteaux	32.2575	
		$\Sigma$	<b>1093.2631</b>	<b>174.5154</b>

**En résumé :**

$$N'_u (P.1) = 1856,01765 \text{ KN}$$

$$N'_u (P.2) = 1737,6782 \text{ KN}$$

$$N'_u (P.3) = 1578,6543 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P1).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

{ 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1856,01765$$

$$N_u = 2041,62 \text{ KN.}$$

**2.8.3. Vérifications à faire****➤ Vérification à la compression simple****Exemple de calcul****❖ Vérification du poteau à la base « poteau du vide sanitaire (50\*55) cm<sup>2</sup> »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2041,62 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,14377 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$$\gamma_b = 1,5 : \text{coefficient de sécurité du béton.}$$

Or, pour le poteau à la base (poteau du vide sanitaire)  $B = 0,55 \times 0,6 = 0,33 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,33 \text{ m}^2 \geq 0,1437 \text{ m}^2$  ..... Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.16.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
10	183 .2473	0,09	0,01290	Vérifiée
9	345.8902	0,09	0,02436	Vérifiée
8	509.2077	0,105	0,03586	Vérifiée
7	669.3103	0,105	0,04713	Vérifiée
6	830.4590	0,1225	0,05848	Vérifiée
5	988.4006	0,1225	0,06960	Vérifiée
4	1148.1490	0,14	0,08085	Vérifiée
3	1307.8974	0,14	0,09210	Vérifiée
2	1473.3259	0,16	0,10375	Vérifiée
1	1638 .7544	0,16	0,11540	Vérifiée
RDC	1820.8446	0,18	0,12828	Vérifiée
VS	2041.6194	0,18	0,14377	Vérifiée

**2.8.3.1.. Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement ( $\lambda$ )
- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$ : Longueur de flambement.

$L_0$ : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

**Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du vide sanitaire)**

On a :  $L_0 = 3,91 - 0,35 = 3,56 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,492 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} = 0,173 \text{ m}$$

Ce qui donne :  $\lambda = 2,492/0,173 = 14,40 < 50$

donc 
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,822$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas,  $B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,3074\text{m}^2 > 0,1129\text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 2.17.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					Br	$B_r^{calc}$	
10	183.2473	0,101036	18,775	0,803742	0,0784	0,0104	Vérifiée
9	345.8902			0,803742	0,0784	0,0195	Vérifiée
8	509.2077	0,115470	16,428	0,814126	0,0924	0,2843	Vérifiée
7	669.3103			0,814126	0,0924	0,0374	Vérifiée
6	830.4590	0,129904	14,603	0,821402	0,1089	0,0459	Vérifiée
5	988.4006			0,821402	0,1089	0,0547	Vérifiée

<b>4</b>	1148.1490	0,144337	13,142	0,826686	0,1254	0,0631	Vérifiée
<b>3</b>	1307.8974			0,826686	0,1254	0,0719	Vérifiée
<b>2</b>	1473.3259	0,158771	11,948	0,830640	0,1444	0,0806	Vérifiée
<b>1</b>	1638.7544			0,830640	0,1444	0,0897	Vérifiée
<b>RDC</b>	1820.8446	0,173205	14,387	0,822214	0,1634	0,1007	Vérifiée
<b>VS</b>	2041.6194			0,822214	0,1634	0,1129	Vérifiée

**2.8.3.2. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 19,55 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

### 2.9. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

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

- Plancher à corps creux (16 + 4) *cm*
- Dalle pleine  $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \text{ pour la dalle d'ascenseur et le plancher du Vide Sanitaire} \\ e = 12 \text{ cm} \text{ pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$
- Epaisseur des paillasse  $e = 18 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles  $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour le Vide Sanitaire et le R. D. C} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×35)  $\text{cm}^2$
- Poutres Secondaires (30×30)  $\text{cm}^2$
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.18.** Dimensions des poteaux

Niveaux	V.S, RDC	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8	Étages 9 et 10
<b>Dimensions</b>	45 × 40	40 × 40	40 × 35	35 × 35	35 × 30	30 × 30



# *Chapitre III*

### 3.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers.

### 3.2. Calcul des planchers

#### 3.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle ;
- ✓ Dalle de compression.

##### 3.2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### ❖ Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

##### ❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$  ;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$  ;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

##### ❖ Application de la méthode

##### Moments aux appuis ( $M_a < 0$ )

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- $M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée.

**Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

**Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = ql/2 \quad \text{Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :}$$

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ( $Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ ).

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

**Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Moment en appui**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

**Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

**Remarque**

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

**Types de poutrelles :** On distingue dix types de poutrelles

**Tableau III.1.** Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose d'une seule nature de poutrelles :

- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau 3.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Tous les Types (Sauf T9)	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5KN \leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire

**Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :  
Calcul des sollicitations :**

à l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau 3.3** Charges et surcharges d'exploitation

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse accessible	6.48	1.5	10.998	7.1487	7.98	5.187
Etages courants	5.28	1.5	9.378	6.0957	6.75	4.3875
Etages commerciaux	5.28	5.0	14.628	9.5082	10.28	6.682

**a) Poutrelles du Plancher étage commercial :**

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 1 exemple de calcul sur la méthode forfaitaire, soit le type 3 du plancher commercial.

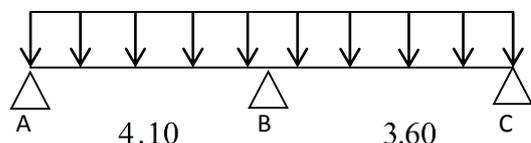
Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

Travée A-B :  $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.5082 \times 4.10^2}{8} = 19.98KN.m$

Travée B-C :  $M_0 = 15.40KN.m$



**Figure 3.1** Schéma statique d'une poutrelle (type 3)

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 10.82 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

Appuis intermédiaires :

$$M_C = -0.15 \times M_{BC}^0 = -0.15 \times 19.98 = -2.98 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times M_{BC}^0 = -0.6 \times 19.98 = -11.99 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times M_{BC}^0 = -0.6 \times 14.04 = -8.42 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.56} = 0.152$$

$$\alpha = 0,486 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,145. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,345. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.145 \times 19.98 - \frac{11.99}{2} = 16.88 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 16.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.145 \times 15.40 - \frac{11.99}{2} = 11.64 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 11.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 11.86 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 8.19 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 7.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{9.5082 \times 4.10}{2} = 19.49 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -22.41 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{9.508 \times 3.6}{2} = 19.68 \text{ KN}$$

$$V_C = -17.11 \text{ KN}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.682 \times 4.1}{2} = 13.7 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -15.75 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.682 \times 3.6}{2} = 13.83 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.03 \text{ KN}$$

**Tableau 3.4.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (Type 3)..

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.1	9.5082	19.98	0.00	-11.99	16.88	19.49	-22.41
B-C	3.6	9.5082	15.40	-11.99	0.00	13.01	19.68	-17.11

**Tableau 3.5.**Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (Type 3).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.1	6.682	14.04	0.00	-8.424	11.86	13.7	-15.75
B-C	3.6	6.682	10.82	-8.424	0.00	9.14	13.83	-12.03

• **Poutrelle de type 1 :**

$P_u = 9.508 \text{ KN/m}$

$P_s = 6.682 \text{ KN/m}$

$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.486$



**Figure 3.2.**Schéma statique de la poutrelle type 1

**Tableau 3.6** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 1).

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.1	9.508	19.979	0	-9.99	17.897	19.491	-21.441
B-C	3.6	9.508	15.403	-9.99	-6.161	9.573	18.826	-17.114
C-D	3.4	9.508	13.739	-6.161	-6.87	9.914	16.164	-17.78
D-E	1.6	9.508	3.043	-6.87	0	2.048	8.367	-7.606

**Tableau 3.7.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 1).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.1	6.682	14.041	0	-7.021	12.578	13.698	-15.068
B-C	3.6	6.682	10.825	-7.021	-4.33	6.728	13.23	-12.028
C-D	3.4	6.682	9.655	-4.33	-4.828	6.967	11.359	-12.495
D-E	1.6	6.682	2.138	-4.828	0	1.439	5.88	-5.346

**Poutrelle de type 2 :**

$P_u = 6.11 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.42 \text{ KN/m}$

$G = 5.30 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.482$



**Figure 3.3.**Schéma statique de la poutrelle type 2

**Tableau 3.8.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 2).

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.6	9.508	15.403	0.00	7.702	13.798	17.114	-18.826
B-C	3.6	9.508	15.403	7.702	9.508	9.044	18.826	-18.826
C-D	4	9.508	19.016	9.508	0.00	17.035	20.918	-19.016

**Tableau 3.9.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 2).

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.6	6.682	10.825	0.00	-5.413	9.697
B-C	3.6	6.682	10.825	-5.413	-6.682	6.356
C-D	4	6.682	13.364	-6.682	0.00	11.971

• Poutrelle de type 4 :

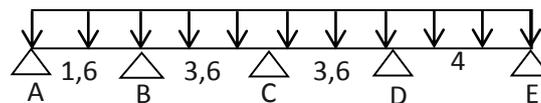
$P_u = 9.508$  KN/m

$P_s = 6.682$  KN/m

$G = 5.28$  KN/m<sup>2</sup>

$Q = 5$  KN/m<sup>2</sup>

$\alpha = 0.486$



**Figure 3.4.** Schéma statique de la poutrelle type 4

**Tableau 3.10.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 4).

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	1.6	9.508	3.043	0	-7.702	2.048	7.606	-8.367
B-C	3.6	9.508	15.403	-7.702	-6.161	10.717	18.826	-17.114
C-D	3.6	9.508	15.403	-6.161	-9.508	9.814	17.114	-18.826
D-E	4	9.508	19.016	-9.508	0	17.035	20.918	-19.016

**Tableau 3.11.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 4)

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	1.6	6.682	2.138	0	-5.413	1.439

<b>B-C</b>	3.6	6.682	10.825	-5.413	-4.33	7.532
<b>C-D</b>	3.6	6.682	10.825	-4.33	-6.682	6.897
<b>D-E</b>	4	6.682	13.364	-6.682	0	11.971

• **Poutrelle de type 5 :**

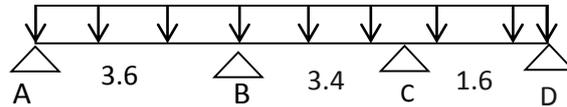
$P_u = 9.508 \text{ KN/m}$

$P_s = 6.682 \text{ KN/m}$

$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.486$



**Figure 3.5.**Schéma statique de la poutrelle type 5

**Tableau 3.12.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 5)

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_o$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	3.6	9.508	15.403	0.00	-7.702	13.798	17.114	-18.826
<b>B-C</b>	3.4	9.508	13.739	-7.702	-6.87	8.456	17.78	-17.78
<b>C-D</b>	1.6	9.508	3.043	-6.87	0.00	2.048	8.367	-7.606

**Tableau 3.13** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 5)

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_o$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>A-B</b>	3.6	6.682	10.825	0.00	-5.413	9.697
<b>B-C</b>	3.4	6.682	9.655	-5.413	-6.682	5.942
<b>C-D</b>	1.6	6.682	2.138	-4.828	0.00	1.439

**Poutrelle de type 6 :**

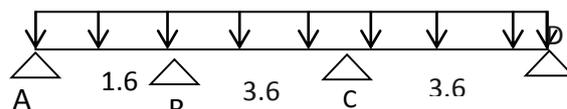
$P_u = 9.508 \text{ KN/m}$

$P_s = 6.682 \text{ KN/m}$

$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.486$



**Figure 3.6.**Schéma statique de la poutrelle type 6

**Tableau 3.14.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 6)

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	1.6	9.508	3.043	0.00	-7.702	2.048	7.606	-8.367
B-C	3.6	9.508	15.403	-7.702	-7.702	9.947	18.826	-18.826
C-D	3.6	9.508	15.403	-7.702	0.00	13.798	18.826	-17.114

**Tableau 3.15.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 6)

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	1.6	6.682	2.138	0.00	-5.413	1.439
B-C	3.6	6.682	10.825	-5.413	-5.413	6.99
C-D	3.6	6.682	10.825	-5.413	0.00	9.697

**Tableau 3.16.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse accessible.

$P_u = 7.149$  KN/m ;  $P_s = 5.187$  KN/m ;  $G = 6.48$  KN/m<sup>2</sup> ;  $Q = 1,5$  KN/m<sup>2</sup> ;  $\alpha = 0.188$

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,25	-7,511	12,114	16,121	-1,63	-5,45	8,789
<b>T2</b>	-2,14	-7,149	11,53	15,728	-1,56	-5,187	8,366
<b>T3</b>	-2,25	-9,013	11,363	16,854	-1,63	-6,539	8,244
<b>T4</b>	-2,14	-7,149	11,53	15,728	-1,556	-5,187	8,366
<b>T5</b>	-1,74	-5,791	9,339	14,155	-1,26	-4,202	6,776
<b>T6</b>	-1,74	-5,791	9,339	14,155	-1,26	-4,202	6,776
<b>T7</b>	-1,74	-6,949	8,76	14,789	-1,26	-5,042	6,356
<b>T8</b>	-1,74	-6,949	8,76	14,789	-1,26	-5,042	6,356
<b>T9</b>	-1,83	/	12,233	13,225	1,331	/	8,876
<b>T10</b>	-2,14	-7,149	11,53	15,728	-1,56	-5,187	8,366
<b>Max</b>	-2,25	-9,013	12,233	16,854	-1,63	-6,539	8,876

**Tableau 3.17.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC et étages courants

$P_u = 6.096 \text{ KN/m}$  ;  $P_s = 4.407 \text{ KN/m}$  ;  $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$  ;  $\alpha = 0.221$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-1,92	-6,405	10,456	13,746	-1,39	-4,63	7,559
<b>T2</b>	-1,83	-6,096	9,952	13,411	-1,32	-4,407	7,195
<b>T3</b>	-1,92	-7,685	9,807	14,371	-1,39	-5,556	7,096
<b>T4</b>	-1,83	-6,096	9,952	13,411	-1,32	-4,407	7,195
<b>T5</b>	-1,48	-4,938	8,062	12,07	-1,07	-3,57	5,827
<b>T6</b>	-1,48	-4,938	8,062	12,07	-1,07	-3,57	5,827
<b>T7</b>	-1,48	-5,926	7,568	12,619	-1,07	-4,283	5,471
<b>T7(balcon)</b>	-1,96	-7,821	10,685	16,655	1,39	-5,547	7,578
<b>T8</b>	-1,48	-5,926	7,568	12,619	-1,07	-4,283	5,471
<b>T9</b>	1,56	/	10,43	11,28	1,13	/	7,54
<b>T10</b>	-1,83	-6,096	9,952	13,411	-1,32	-4,407	7,195
<b>Max</b>	-1,96	-7,821	10,685	16,655	1,39	-5,556	7,578

**Tableau 3.18.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du V.S.

$P_u = 9.508 \text{ KN/m}$  ;  $P_s = 6.682 \text{ KN/m}$  ;  $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$  ;  $\alpha = 0.488$

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,989	-9,99	17,897	21,441	-2,106	-7,021	12,578
<b>T2</b>	-2,85	-9,508	17,035	20,918	-2	-6,682	11,991
<b>T3</b>	-2,99	-11,99	16,898	22,341	-2,106	-8,425	11,876
<b>T4</b>	-2,85	-9,508	17,035	20,918	-2	-6,682	11,971
<b>T5</b>	-2,31	-7,702	13,798	18,826	-1,62	-5,413	9,697
<b>T6</b>	-2,31	-7,702	13,798	18,826	-1,62	-5,413	9,697
<b>Max</b>	2.987	11.99	17.897	22.341	-2.106	8.425	12.578

### 3.2.1.4. Ferrailage des poutrelles

#### ➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

Tableau 3.19. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher terrasse accessible	2.253	9.013	12,233	16.854	1.633	6.539	8,876
Plancher d'habitation et RDC	-1,96	-7,821	10,685	16,655	1,39	-5,556	7,578
Plancher commercial	2.987	11.99	17.897	22.341	2.106	8.425	12.578

Exemple de calcul (type 3 du plancher commercial)

Données

$$\begin{matrix}
 ELU \left\{ \begin{array}{l}
 M_t = 17.897 \text{ KN.m} \\
 M_a^{inter} = -11.99 \text{ KN.m} \\
 M_a^{rive} = -2.987 \text{ KN.m} \\
 V = 22.341 \text{ KN}
 \end{array} \right. ; \quad ELS \left\{ \begin{array}{l}
 M_t = 12.578 \text{ KN.m} \\
 M_a^{inter} = -11.86 \text{ KN.m} \\
 M_a^{rive} = -2.106 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.
 \end{matrix}$$

Données : b = 65cm ; b<sub>0</sub> = 10 cm ; h = 20 cm ; h<sub>0</sub> = 4 cm ; f<sub>e</sub> = 400 Mpa ; f<sub>c28c</sub> = 25 MPa

➤ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,017897 \text{ MN.m} \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire(b × h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,017897}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0598 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc  $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne:  $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034}] = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,043) = 0,177m$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,017897}{0,177 \times 348} = 2,9 \times 10^{-4} m^2 = 2,9cm^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 1,41 cm^2 < A_t = 2,9cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section( $b_0 \times h$ ).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,99 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,26 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 MPa \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,26 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,383 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,152m \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 MPa$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 2,26cm^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,987 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,065 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; \quad f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 MPa$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,083 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173 m \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,987 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,49cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 cm^2$$

$$A_a^{min} = 0,22 cm^2 < A_a^{inter} = 2,26cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 cm^2 < A_a^{rive} = 0,49cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

$$\text{En travée :} \dots\dots\dots A = 2,9 cm^2 \rightarrow \text{soit } 3HA12 = 3,39 cm^2$$

**En appui intermédiaire :**..... $A = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 2HA12 = 2,26  $\text{cm}^2$

**En appui de rive :**..... $A = 0,49\text{cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA12 = 1.13  $\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm})$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où,  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**Vérifications nécessaires**

**Vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 22,341 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 1,24 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est définit par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 29,9 \text{ cm}$$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,2 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,645 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.645 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

❖ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 22,341 \times 10^{-3} - \frac{11,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,485 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,1 m ; M_{0s} = 14,04 KN.m ; M_{ts} = 12,578 KN.m ; M_{ts} = 0,896 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} < 22,39 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{or } A = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,1}{500} = 8,2 \text{ mm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,896 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,896 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,896 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6,46 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,71 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 12,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{avec: } j = G - G^{revêtement} = 6,48 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients  $\lambda, \mu$

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,5 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 1,694 \%$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 127,99 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 93,31 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 249,23 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 10304,38 \text{ cm}^4 \\ y = 4,39 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,6598 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,5648 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,8071 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 0,07 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 19795,75 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8188,37 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8998,19 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7185,28 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13088,34 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 7,67 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 2,71 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 9,07 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 4,09 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,94 \text{ mm} > \bar{f} = 8,2 \text{ mm} \dots \dots \dots$  la flèche n'est pas vérifiée

On augmente la section d'acier

On prend 4HA12= 4.52

Les résultats de calcul de la flèche avec 4HA12 sont illustrés dans le tableau au-dessous :

**Tableau.3.20.** Résultats de calcul de flèche

Type	A	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
<b>T3</b>	4,52	6,9	2,7	7,2	3,7	$7,7 \leq 8,2$	Vérifiée

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,7mm < \bar{f} = 8,2 mm \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 3 de l'étage commerce), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.21.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Plancher commerce</b>	Travée	17,897	0,059	4,3	17,6	2,9	1,41	4HA12= 4.52
	Appui Inter	11,99	0,26	38.3	15,2	2,26	0,22	2HA12=2,26
	appui de rive	2,987	0,065	8,3	17,3	0,49	0,22	1HA12 = 1,13
<b>RDC + Etages courants</b>	Travée	10,456	0,036	4,6	17,7	1,73	1,41	2HA12 =2.26
	Appui Inter	7,687	0,167	23	16,3	1,36	0,22	2HA10 = 1,58
	appui de rive	1,921	0,042	5,4	17,6	0,31	0,22	1HA10 = 0,79
<b>Terrasse Accessible</b>	Travée	12,114	0,041	5,2	17,6	2	1,41	2HA12=2,26
	Appui Inter	9,013	0,196	27,5	16	1,62	0,22	1HA12+1HA10 = 1,92
	appui de rive	2,253	0,049	6,3	17,5	0,37	0,22	1HA10 = 0,79

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

**Tableau 3.22.** Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
<b>Plancher commercial</b>	1,08 < 3,33	4.89 > 0,56	2.26 > -1,48	22.341 < 108,135	1,46 < 3,33
<b>RDC+Etages courants</b>	0,9 < 3,33	2.71 > 0,47	1.57 > -0,95	14.371 < 108,135	0,94 < 3,33

<b>Terrasse Accessible</b>	0,9 < 3,33	3,15 > 0,47	1.92 > -1,11	16.854 < 108,135	1,1 < 3,33
<b>Observation</b>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau 3.23. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
<b>Plancher commercial</b>	Travée	12,578	4,18	5	13305	4,733 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	8.42	2.26	3,84	8020	4.034 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>RDC +Etages courants</b>	Travée	7.559	1.92	3.57	6982,7	3,87 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	5.556	1,57	3,26	5867,3	3,09 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse Accessible</b>	Travée	8,789	2,36	3,92	8323	4,14 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	6,539	1,92	3,59	6982,7	3,35 < 15	<i>Vérifiée</i>

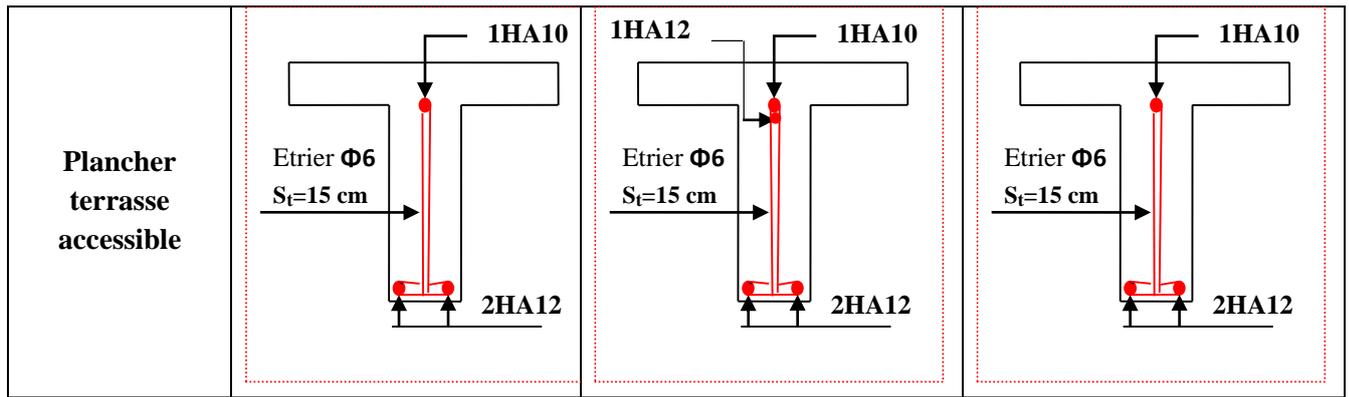
Tableau 3.24. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Terrasse accessible	RDC + étages courants
<b>L (m)</b>	4,1	4,1
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	3.283	1,853
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	4.212	3,432
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	5.187	4,407
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	5,562	3,176
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	7,137	5,880
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	8,789	7,556
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	8023,97	8023.97
<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	18326.31	18326.31
$\lambda_i$	3,39	3,39
$\lambda_v$	1,356	1,356
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	147,23	84.07
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	188,92	155,65
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	232,65	200,01
$\mu_j$	0,61	0,42
$\mu_g$	0,68	0,63

$\mu_p$	0,73	0,7
$I_{fji} (cm^4)$	6570,92	8317,08
$I_{fgi} (cm^4)$	6099,16	6428,85
$I_{fpi} (cm^4)$	5801,63	5976,56
$I_{fgv} (cm^4)$	10488,09	10871,57
$f_{ji} (mm)$	4,4	2
$f_{gi} (mm)$	6,1	4,7
$f_{pi} (mm)$	7,8	6,5
$f_{gv} (mm)$	10,6	8,4
$\Delta f (mm)$	7,9	8,2
$f_{adm} (mm)$	8,2	8,2
<b>Observation</b>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

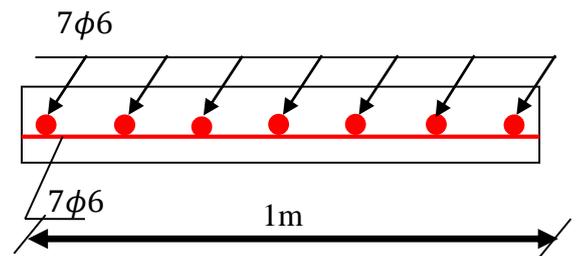
Tableau.3.25. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher Commerce</b>			
<b>Plancher Étages courants</b>			



✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$



Soit  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Figure 3.7. Ferrailage de la dalle de compression

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm<sup>2</sup>

3.3. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

3.3.1. Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

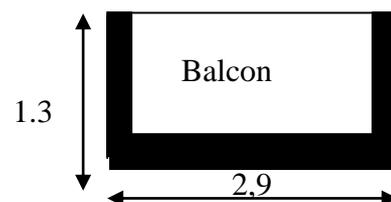
Tableau 3.26. Données des différents types de dalle pleine

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	1.3	2.9	0.45	0.1036	0.2500	0.1075	0.3155
D2	1.2	1.5	0.8	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
D3	1.2	3	0.4	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
D4	1,16	5,02	/	/	/	/	/
D5	3,1	3,4	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
D6	2,9	3,4	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794

3.3.3 .Type 2(dalle sur trois appuis) :

$l_x = 1,3m \cdot$

$l_y = 2,9m$



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,3}{2,9} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

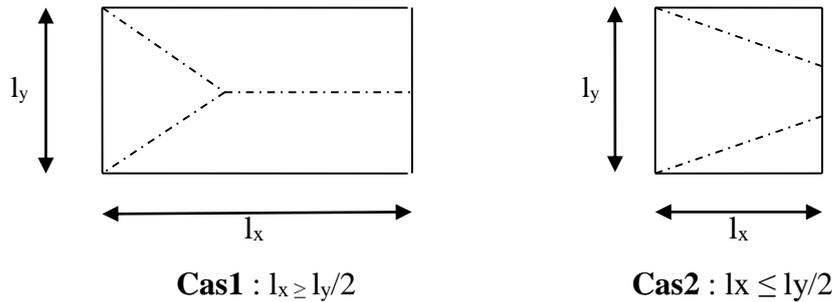


Figure 3.8. Schéma de la théorie des lignes de rupture.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,9}{2} = 1,45 \text{ m} > L_x = 1,3 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.43 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 11,231 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 7,93 \text{ KN/m}^2$

**1. Ferrailage à l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0y} = 11,231 \times \frac{1,3^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 4,112 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11,231 \times \frac{1,3^2}{2} \times 2,9 - \frac{2}{3} \times 11,231 \times 1,3^3 \Rightarrow M_{0x} = 11,072 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**- En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 9,411 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 3,496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,3 M_{0x} = 3,322 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,3 M_{0y} = 1,234 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{12}{10}$ ; Soit  $\phi_x = 12 \text{ mm}$

**a. 2) Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

- Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.2cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2cm \text{ alors :}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2\right) = 10.2cm$$

$$d_x = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 1,2\right) = 9cm$$

**En travée :**

**Sens X-X :**

$$M_x^t = 9,411KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,082$$

$\mu_{bu} = 0,082 < 0.186 \Rightarrow$  *Le diagramme passe par le pivot A*

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$  *Les armatures comprimées sont pas nécessaires.*

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,107$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M^t}{d * (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 2,845cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5T10 = 3,95cm^2$$

**Sens Y-Y:**

$$M_y^t = 3,496KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.024 \leq 0.186 \Rightarrow$$
 *Le diagramme passe par le pivot A*

$$\mu_{bu} = 0.0295 \leq \mu_l = 0.393$$

$\Rightarrow$  *Les armatures comprimées sont pas nécessaires.*

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$\Leftarrow A_s = \frac{M_U}{dy(1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0,9cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA10 = 3.16cm^2$$

**En appuis :**

$$M_x^a = 4,443KN.m \Rightarrow A = 1,29cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 3T10 = 2,37cm^2$$

**a. 3) Les vérifications :**

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

$$\Rightarrow A_{y\min}^t = \rho_0 \times b \times e = 0,96cm^2$$

$$\Rightarrow A_{x\min}^t = (\rho_0 / 2)(3 - \rho) = 1,032 \times 10^{-3}$$

**En travée :**

$$A_x^t = 3,95cm^2 / ml > 0,96cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 3,16cm^2 / ml > 0,96cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**En appuis :**

$$A_x^a = A_y^a = 2,37cm^2 / ml > 0,96cm^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

D'après le **BAEL (Art : A. 45. 2 et A. 45. 33)**, on a des fissurations nuisibles donc on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

Fissuration nuisible  $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min(\frac{2 * f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}})$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acierHA),  $f_{tj} = 2.1MPa$

D'où :  $\overline{\sigma}_s = 201.6MPa$

$$q_s = 7,93KN/m^2 KN / m^2$$

$$\begin{cases} M_x = 7,818KN.m \\ M_y = 2,904KN.m \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 6,645KN.m \\ M_y^t = 0.85M_y = 2,468KN.m \\ M_x^a = 0.3M_x = 3,127KN.m \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

**En travée :**

**Sens X-X :**

$$y = 2,9cm$$

$$I = 3799,8cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,072MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 186,234MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 201.6MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$y = 2,64cm$$

$$I = 3181,6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,4MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 85,646MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 201.6MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

**En appui :**

$$y = 2,33cm$$

$$I = 2513cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,905MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 143,078MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 201.6MPa \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements :**

$$S \leq \min(4 * e; 45cm) = 45cm$$

Espacement des armatures // X-X :  $S_t = 20cm \leq 45cm \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée}$

Espacement des armatures // Y-Y :  $S_t = 13cm \leq 45cm \dots\dots\dots Condition \text{ vérifiée}$

• **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.12/1,3 = 0.092 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ 2 - e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0,x}) \Leftrightarrow 0.14/4.1 = 0.092 > 6,645 / (20 \times 7,818) = 0.042 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ 3 - A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.00039 < 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Tableau 3.27.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)
BALCONS	D1	9,410	3,495	4,428	4,87	5,64	6,645	2,468	3,127
	D2	0,781	0,465	0,275	4,548	4,488	0,609	0,433	0,215
PLANCHER	D3	1,168	0,292	0,412	3.468	4.644	0,813	0,232	0,2871
	D4	21,04	2,34	7,46	6,14	0	15,25	1,69	5,38
	D5	3,87	3,11	1,36	10,94	12,37	3,25	2,81	1,15
	D6	3,85	2,65	2,57	11 ,69	14,41	3,15	2,46	2,1

Tableau 3.28.Vérification de l'effort tranchant.

	V <sub>ux</sub> (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V <sub>uy</sub> (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	4,86	0,048 < 1,17	Vérifiée	5,644	0,056 < 1,17	Vérifiée
D2	4,49	0,049 < 1,17	Vérifiée	4 ,43	0,044 < 1,17	Vérifiée
D3	4.23	0,043 < 1,17	Vérifiée	5.67	0,057 < 1,17	Vérifiée
D4	6,14	0,061 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D5	10,94	0,091 < 1,17	Vérifiée	12,36	0,095 < 1,17	Vérifiée
D6	11,69	0,089 < 1,17	Vérifiée	14,41	0,11 < 1,17	Vérifiée

Tableau 3.29. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	9,411	0,066	0,085	9,6	2 ,8	1,22	5HA10 = 3 ,95
	Y-Y	3,49	0,024	0,031	9,9	1,02	0,96	3HA10 = 2,37
	Appui	3,32	0,023	0,029	9,9	0,97	0,96	3HA10 = 2,37
D2	X-X	0,77	0,005	0,007	9,97	0,22	1,056	3HA10= 2,37
	Y-Y	0,45	0,003	0,0004	9,98	0,13	0,96	3HA10 = 2,37
	appui	0,27	0,002	0,0024	9,99	0,078	0,96	3HA10 = 2,37
D3	X-X	9,07	0,038	0,048	12,7	2,047	1,56	3HA10 = 2,37
	Y-Y	2,59	0,011	0,014	12,9	0,58	1,2	3HA10= 2,37
	appui	3,20	0,014	0,017	12,9	0,71	1,2	3HA10= 2,37
D4	X-X	21,04	0,088	0,115	12,4	4,87	1,2	5HA12 = 5,65
D5	X-X	3.86	0,016	0,02	12,8	0,86	1,25	4HA10 = 2,37
	Y-Y	3.11	0,013	0,016	12,9	0,69	1,2	4HA10 = 3.16
	Appui	1,36	0,006	0,007	12,9	0,3	1,2	3HA10 = 2,36
D6	X-X	3,86	0,016	0,02	12,8	0,86	1,29	4HA10= 2,36
	Y-Y	2,65	0,011	0,014	12,9	0,59	1,2	4HA10= 2,36
	Appui	2,57	0,011	0,014	12,9	0,57	1,2	3HA10 = 2,36

Tableau 3.30. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M <sup>s</sup> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPA)	Obs.
<b>D1</b>	x-x	6,65	2,9	3799,8	5,07 < 15	Vérifiée	186,23 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,47	2,64	31816	2,4 < 15	Vérifiée	85,65 < 201,63	Vérifiée
	appui	3,13	2,33	2513	2,9 < 15	Vérifiée	143,07 < 201,63	Vérifiée
<b>D2</b>	x-x	0,62	2,7	4411,7	0,38 < 15	Vérifiée	27,89 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,43	2,7	4411,7	0,26 < 15	Vérifiée	19,83 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,21	2,7	4411,7	0,14 < 15	Vérifiée	9,84 < 201,63	Vérifiée
<b>D3</b>	x-x	0,60	2,7	4411,7	0,37 < 15	Vérifiée	21,03 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,42	2,7	4411,7	0,26 < 15	Vérifiée	14,68 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,21	2,7	4411,7	0,13 < 15	Vérifiée	7,42 < 201,63	Vérifiée
<b>D4</b>	x-x	15,25	3,9	8995,2	6,65 < 15	Vérifiée	/	/
<b>D5</b>	x-x	3,24	2,7	4412	1,98 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y	2,81	2,7	4412	1,72 < 15	Vérifiée	/	/
	appui	1,15	2,7	4412	0,7 < 15	Vérifiée	/	/
<b>D6</b>	x-x	3,15	4,51	11707	1,2 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y	2,46	3,36	6742,6	1,23 < 15	Vérifiée	/	/
	appui	2,10	3,06	5638,4	1,14 < 15	Vérifiée	/	/

On remarque que la première condition de la dalle D4 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante :

$$6HA12 = 6,78$$

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

✓ **Pour la dalle D1**

$$12 \text{ cm} > 4,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3,95 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D2**

$$12 \text{ cm} \geq 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$2,36 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

12 cm > 3,9 cm ... .. Vérifiée

2,36 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

15 cm > 4,3 cm ..... Vérifiée

5,65 < 5,625 cm<sup>2</sup> ..... Non Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

15 cm > 4,2 cm ..... Vérifiée

2,36 cm<sup>2</sup> < 5,625 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

✓ **Pour la dalle D6**

15 cm > 3,7cm ..... Vérifiée

2,36 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

On doit vérifier la flèche

**Tableau 3.31.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
<b>D4</b>	X-X	0,6699	0,1257	0,4828	0,3358	0,69 ≤ 2,32	Vérifiée

**Remarque**

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec,  $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement = 40Ø (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1m$  pour les travées de rives et  $L_1 = 0,70 m$  pour les travées intermédiaires

• Schémas de ferrillages

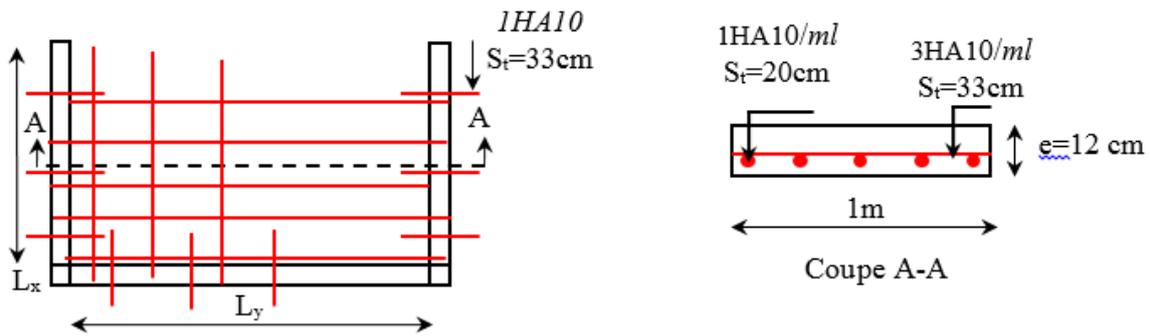


Figure 3.9. Schéma de ferrillage de la dalle D1

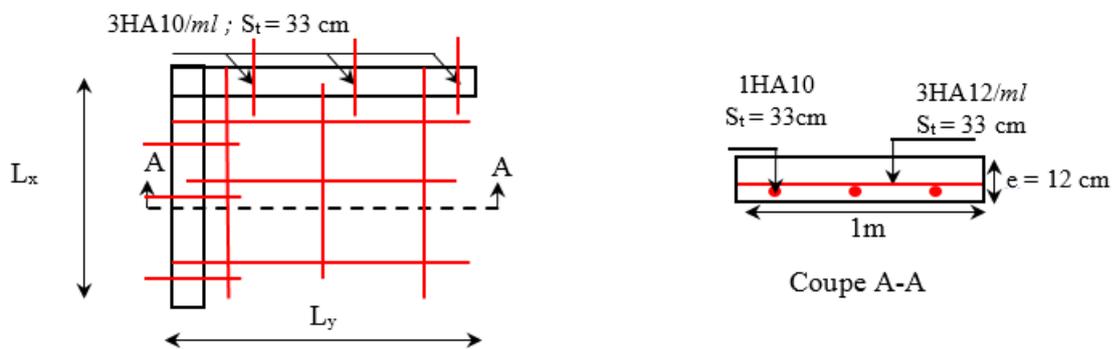


Figure 3.10. Schéma de ferrillage de la dalle D2 et D3

**Remarque :** on doit calculer les armatures de répartitions de la dalle D4

$$A_y = A_t / 3 = 2,26 \frac{cm^2}{ml}$$

Soit AV = 3HA10

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3 e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

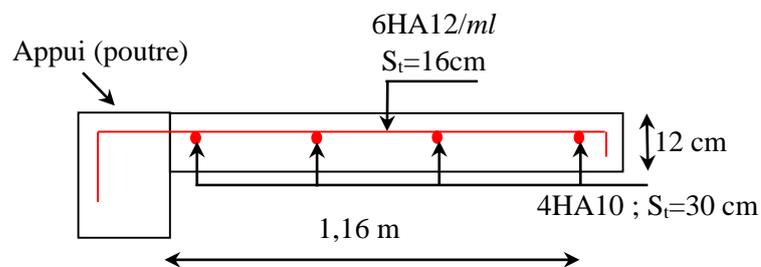


Figure 3.11. Schéma de ferrillage de la dalle D4

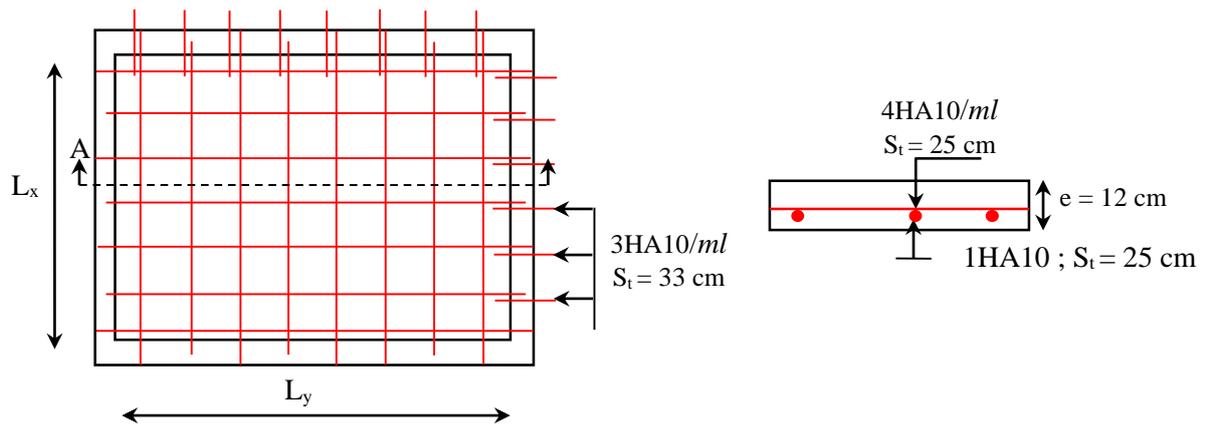


Figure 3.12. Schéma de ferrailage de la dalle D4

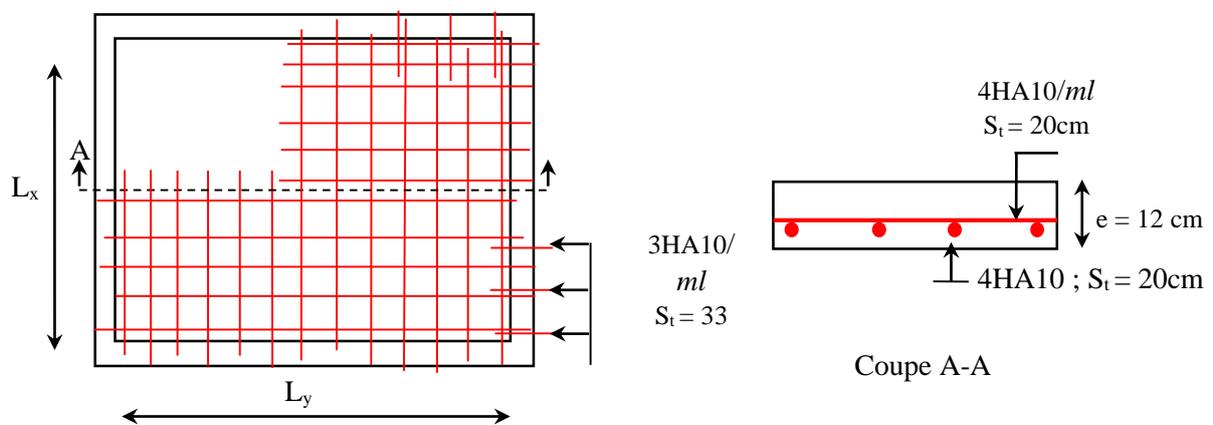


Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la dalle D6 (ascenseur)

### 3.4. Etude de l'ascenseur

#### 3.4.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

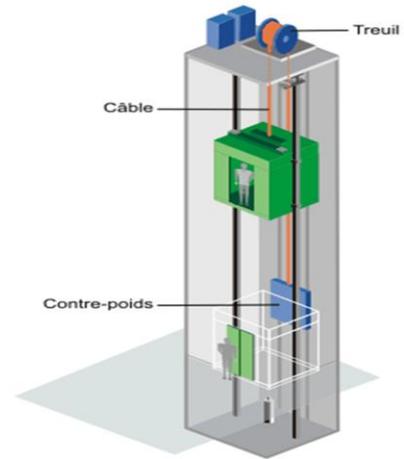
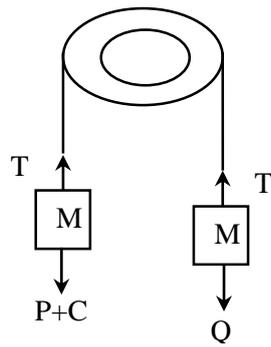


Figure 3.14. Schéma statique et concept d'ascenseur

### 3.4.2. Les caractéristiques

- $V = 1 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 102 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37,36m.
- $B_s \times T_s = 3,80 \times 2,10 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes est de 630 Kg

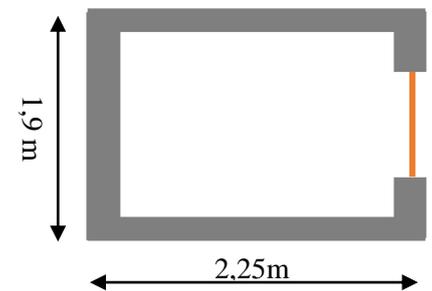


Figure 3.15. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 63 = 15 + 82 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

### 3.4.3. Dalle de salle de la machine (locale).

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .

On a  $P = 103,3 \text{ KN}$

- $h_0$ : épaisseur de la dalle  $\longrightarrow h_0 = 15 \text{ cm}$
- $h$ : épaisseur de revêtement  $\longrightarrow h = 5 \text{ cm}$
- $a_0$  et  $U$  sont  $\parallel$  à  $l_x$  ;  $l_x = 1,90$ .
- $b_0$  et  $V$  sont  $\parallel$  à  $l_y$  ;  $l_y = 2,25$ .

$U$  et  $V$  les côtés du rectangle d'impacte.

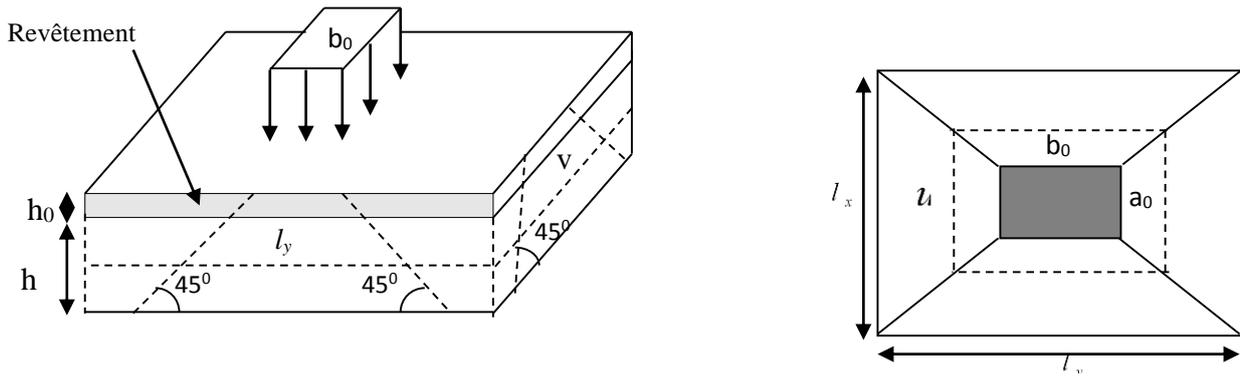


Figure 3.16. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

$$- \xi = 1 \quad (\text{revêtement en béton}) \quad v=1\text{m/s} \quad (a_0 = b_0 = 69\text{cm}) ;$$

$$\begin{cases} U = 69 + 15 + 2 * 1 * 5 = 94\text{cm} \\ V = 69 + 15 + 2 * 1 * 5 = 94\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖  $M_1^x$  et  $M_1^y$  Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

$v$  : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 ; U/l_x = 94/190 = 0,57 ; V/l_y = 94/225 = 0,47$$

$$\text{Soit } M_1 = 0,112$$

$$M_2 = 0,074$$

Avec  $v = 0$  à l'ELU et  $v = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 103,3 = 139,455\text{KN}$$

$$M_1^x = 0,112 \times 139,455 \times (0,94 \times 0,94) \Rightarrow M_0^x = 13,8 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,074 \times 139,455 \times (0,94 \times 0,94) \Rightarrow M_0^y = 9,12 \text{ KN.m}$$

❖  $M_2^x$  et  $M_2^y$  dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 0,84 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0517$$

$$\mu_y = 0,6678$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0517 \times 7,911 \times 1,9^2 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,6678 \times 1,48 = 0,98 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 15,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 10,1 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -7,64 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

▪ **Sens xx :**

$$M_{tx} = 12,98 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,186 \rightarrow A' = 0 \quad , \quad \alpha = 0,0695$$

$$z = 0,126 \quad , \quad A_{tx} = 2,95 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens yy :**

$$M_{ty} = 8,58 \text{ KN.m} \quad , \quad A_y^t = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_a = 7,64 \text{ , } A_a = 1,84 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h_0 = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \rho = 0,84 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0 \quad \rightarrow \quad \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad ,$$

$$\text{HA fe E400 } A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{tx}^{\min} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{ty}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

**Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec  $U_c$  Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (94 + 94) = 376 \text{ cm}$$

$$139,45 \leq \frac{0,045 \times 3,76 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$139,45 \leq 423$$

❖ **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

❖ **les espacements :**

on doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_U = T_V = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{139,45}{3 \times 0,94} = 49,45 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{49,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,112 + 0,2 \times 0,074) \times 103,3 \times 0,94 \times 0,94 \\ M_1^y = (0,074 + 0,2 \times 0,112) \times 103,3 \times 0,94 \times 0,94 \end{cases}$$

$$M_1^x = 11,57$$

$$M_1^y = 8,79$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0586 \times 6 \times 1,9^2 = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,7655 \times 1,07 = 0,98 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 11,57 + 1,21 = 12,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,79 + 0,92 = 9,77 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 10,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -6,42 \text{ KN.m}$$

**Tableau 3.32.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	10,91	3,14	3,05	5608,77	5,93 < 15	Vérifiée
Appui	- 6,42	2,36	2,7	4411,97	3,92 < 15	Vérifiée

➤ **La flèche ... .. BAEI91 révisé 99**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 8,93 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

3HA10/ml ;  $S_t = 33$  cm

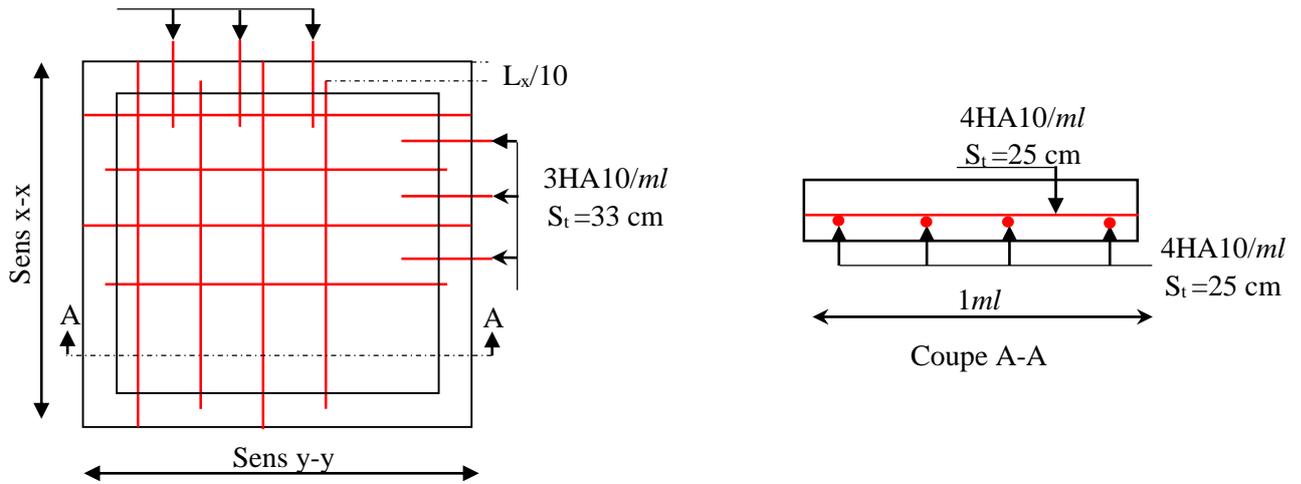


Figure 3.17. Schéma de ferrailage du local machine

3.4.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes ( $190 \times 225$  et  $h = 15$ cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 23,85 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 28,85 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 38,96 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x / l_y = 0,84 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0517 ; \mu_y = 0,6678$$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0517 \times 38,96 \times 1,9^2$$

$$M_y = 0,6678 \times M_x$$

$$M_x = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_x = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -3,63 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau 3.33.** Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )
Travée	6,18	0,025	0,032	0,128	1,38	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 3,63	0,015	0,019	0,129	0,8	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Calcul à l'ELS**

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau 3.34.** Vérification des contraintes

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	y (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	5,18	2,36	2,7	4411,7	3,17 < 15	Vérifiée
Appui	- 3,05	2,36	2,7	4411,7	1,86 < 15	Vérifiée

➤ **La flèche ... .. BAEL91 révisé 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

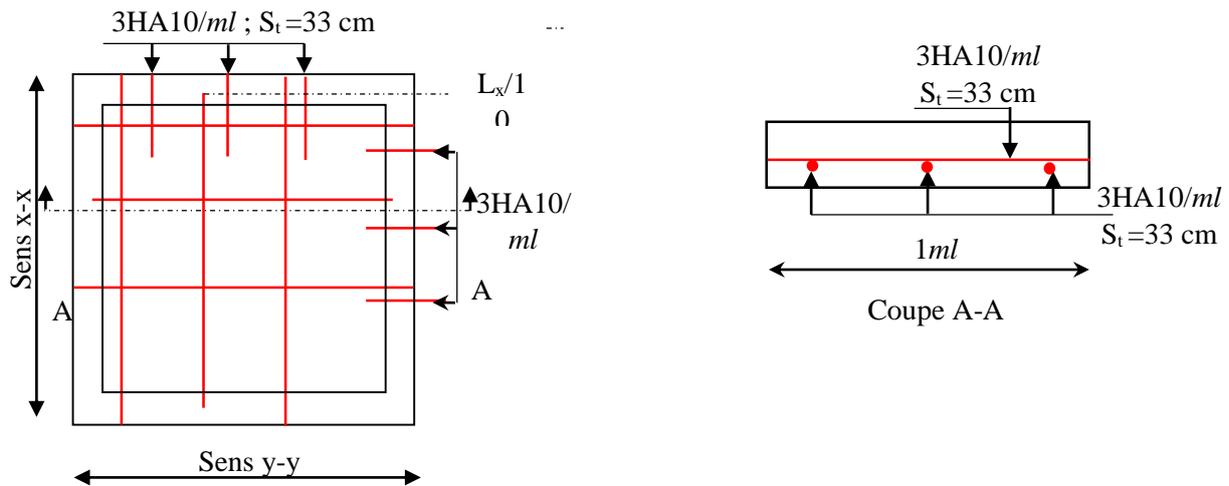


Figure 3.18. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

3.5.1 Poutre porteuse du plancher + mure double cloisons :

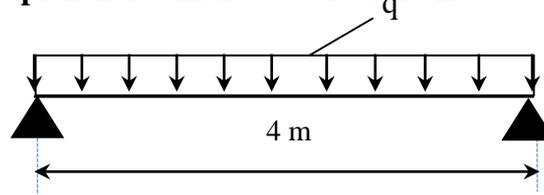


Figure 3.19. Schéma statique de la poutre de chaînage

3.5.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$

❖ Poids du plancher à corps creux :  $q_{cc} = P_{plancher}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec :  $l_g = 1,6 \text{ m}$  ;  $l_d = 1,6 \text{ m}$  ;  $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$  ;

- Poids du mur :  $G_M=2.74 \text{ KN/ml}$ .
- $G_T = G_p + G_M \implies G_T=4,99 \text{ KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = (1,35G) \times \frac{l_g + l_d}{2} + 1,35 G_T = 18,14 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G) \times \frac{l_g + l_d}{2} + G_T = 13,44 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Moments isostatiques  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 36,28 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 26,88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Moments en travée  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 30,85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 22,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Moment en appui :  $M_a = -0,5 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{au} = -18,14 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -13,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau 3.35. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	30,85	A	0,099	0,131	0,255	3,46	0,98	4HA12 = 4,52
Appui	-18,14		0,058	0,075	0,261	1,99	0,98	3HA12 = 3,39

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 36,28 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,447 \text{ MPa}$$

F.P.N  $\implies \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \implies$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

a)  $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \implies A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b)  $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau 3.36. Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	22,85	9,01	29257,88	<b>7,04 ≤ 15</b>
En appui	13,44	8,02	23476,72	<b>4,59 ≤ 15</b>

➤ Vérification de la flèche

- 1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 34 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 3)  $L = 4 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau 3.37. Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
3	0,61	1,38	1,36	2,4	8	<i>vérifiée</i>

➤ Schémas de ferrailage

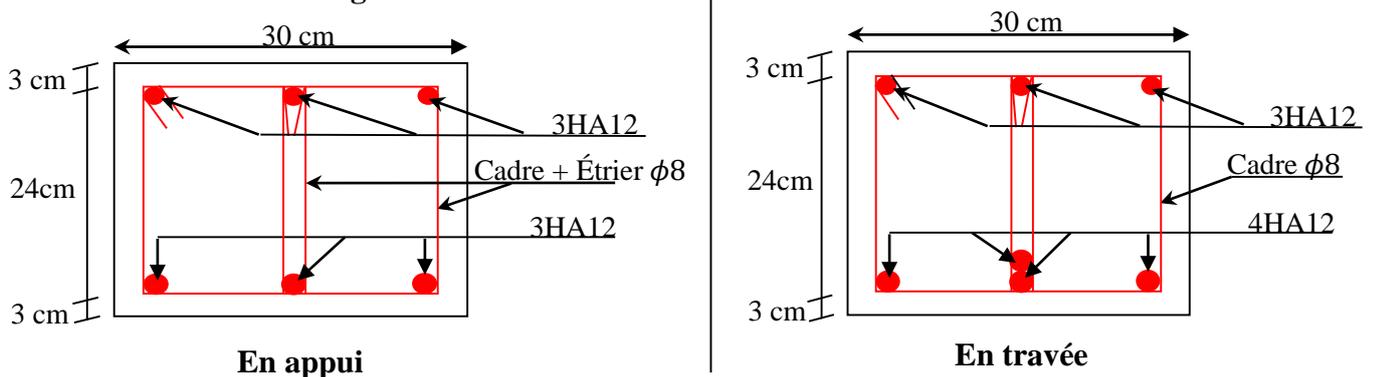


Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.5.2. Poutre porteuse de l'escalier :

3.5.2.1. Dimensionnement :

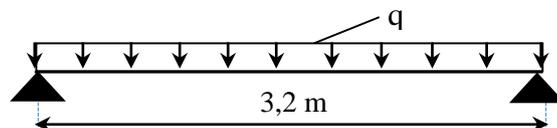


Figure 3.21. Schéma statique de la poutre porteuse de l'escalier

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15\text{cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

❖ **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre :**  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0,30 = 2,55 \text{ KN/ml}$

❖ **Resc** = 27,63 KN/ml

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G) + Resc = 30,66 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G) + Res = 29,88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 39,25 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 38,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 33,36 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 32,51 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui :  $M_a = -0,5 M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -19,62 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -19,12 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

**Tableau 3.38.** Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	31,55	A	0,1	0,132	0,265	3,61	1,01	<b>4HA12 = 4,52</b>
Appui	-18,56		0,058	0,075	0,271	2,07	1,01	<b>3HA12 = 3,39</b>

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 49,05 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,584 \text{ MPa}$$

F.P.N  $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau 3.39.** Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	32,51	9,2	31697,88	$9,44 \leq 15$
En appui	19,12	8,1	25449,72	$6,15 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

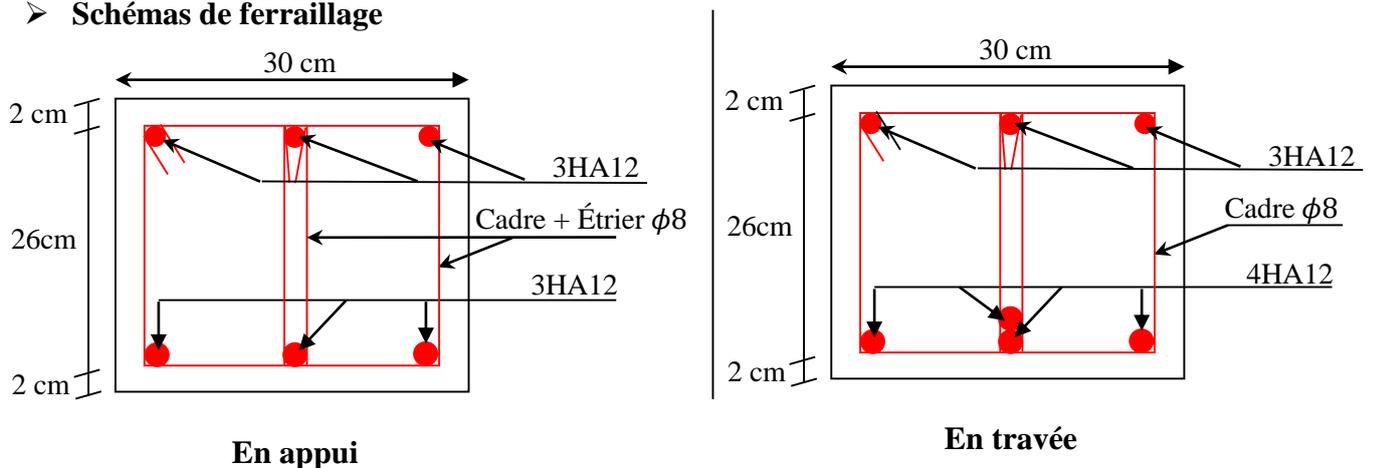
$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 27,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 4 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schémas de ferrailage**



**Figure 3.22.** Schéma de ferrailage de la poutre porteuse de l'escalier

3.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

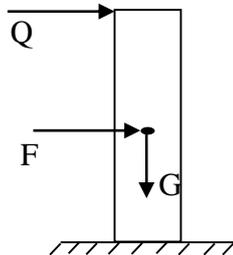


Figure 3.23. Modèle de calcul de l'acrotère

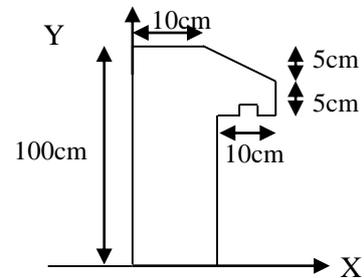


Figure 3.24. Coupe transversale de l'acrotère.

3.6.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

3.6.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,1075 = 2,6875 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = W_p = 3,2275 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc,  $F_p = 1,55 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5,56 \text{ cm} \\ Y_G = 53,14 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,22 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,82 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 3.40. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3,2275	4,36	3,2275
M (KN.m)	1,82	1,5	1

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,82}{3,22} \times 10^2 = 56,39 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 16,67 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

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

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 2 \text{ m}$  : Longueur de flambement (  $h = 10\text{cm}$  : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.024\text{m}$$

D'où :  $e = 56,39 + 2 + 2,4 = 60,79 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 4,36 \text{ KN}$ .

$M_u = N_u \times e = 4,36 \times 0.6079 = 2,65 \text{ KN.m}$

### 3.6.3. Ferrailage de l'acrotère

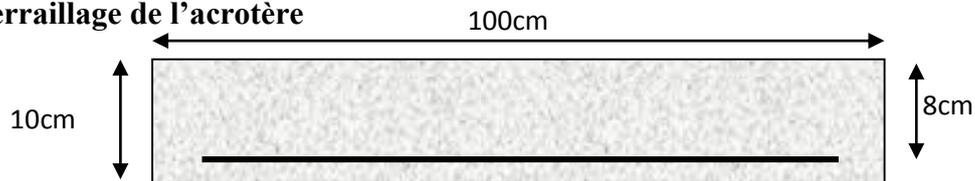


Figure 3.25. Section de l'acrotère à ferrailer

#### ➤ Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

( $h/6 < e_0$ )  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,78 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0305 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,039 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,078 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,71 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,7 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal :  $A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Sens secondaire :  $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si  $\tau_u < \bar{\tau}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**Situation accidentelle :**  $V_u = Q + F_p = 1 + 1,55 = 2,55 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \\ = 201,63 \text{ MPa avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

**Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3098 - 0,05 = 0,2598 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,20 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,035 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = 1,075 \times 10^{-3} > 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2598 \leq y_c \leq 0,3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3146 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,5374 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,2228 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,54 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,09^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,3146 \Rightarrow y = 0,0429 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 8,46 \times 10^{-5}$$

d'où  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3,73 \times 10^{-3}}{8,46 \times 10^{-5}} \times 0,0429 = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

➤ Schémas de ferrailage

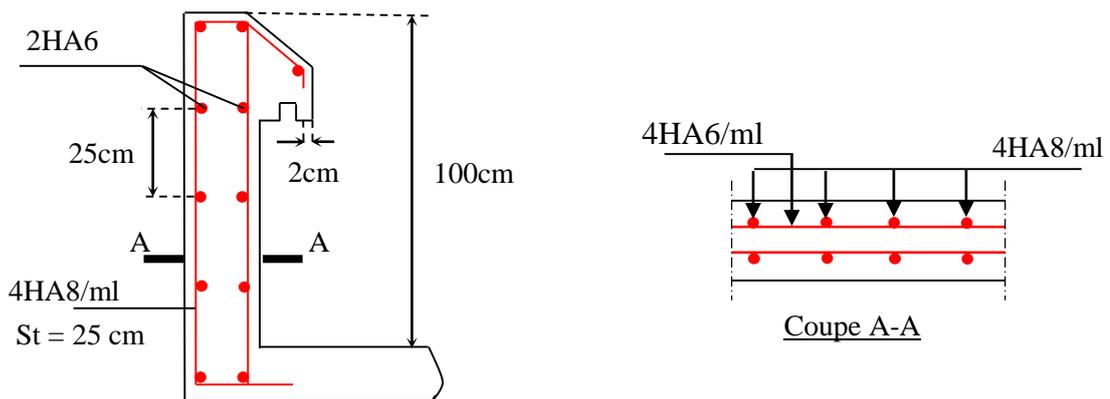


Figure 3.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère

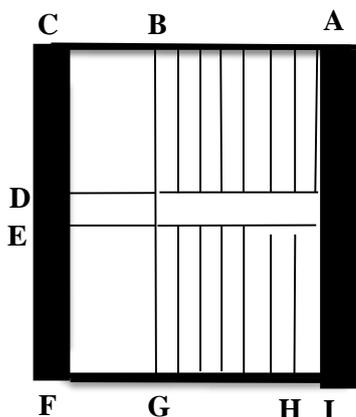
3.7. Les Escaliers :

3.7.1. Définition:

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

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

3.7.2. Escalier a trois volées (du 1<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> étage)



Ce type se calcule comme suit :

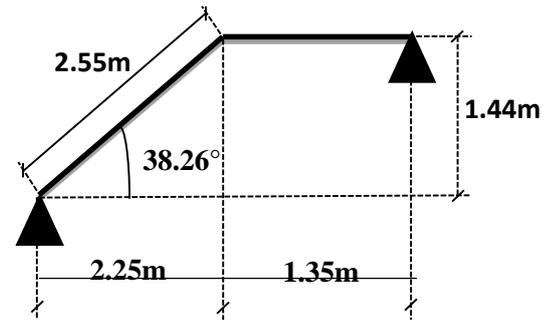
1<sup>er</sup>) Partie AC :

❖ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.71 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

❖ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.93 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

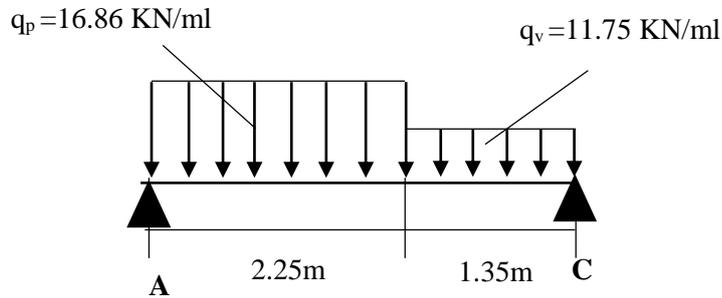
• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.71) + (1.5 \times 2.5) = 16.86 \text{ KN/ml.}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.93) + (1.5 \times 2.5) = 11.75 \text{ KN/ml.}$$

• Schema statique:



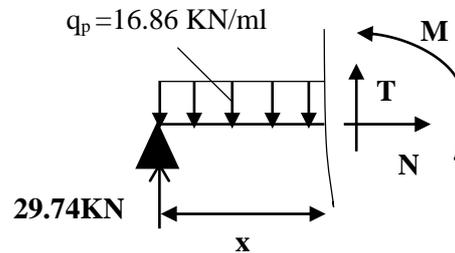
❖ Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 29.74 \text{ KN.}$$

$$R_D = 25.23 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

❖ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.25 \text{ m}$

$$M = 29.74 x - 8.43 x^2$$

$$T = 16.86 x - 29.74$$

Pour  $x=0 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=0 \text{ KN} .m. \\ T=-29.74 \text{ KN.} \end{cases}$$

Pour  $x=2.25 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=24.24 \text{ KN} .m \\ T=8.195 \text{ KN} \end{cases}$$

### Chapitre 3

### Calcul Des Eléments Secondaires

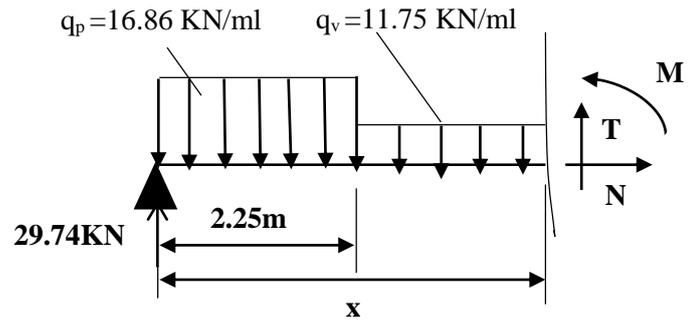
❖ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $2.25 \text{ m} < x < 3.6 \text{ m}$

$$M = -8.195x - 11.75(x - 2.25)^2 + 42.68$$

$$T = -34.63 + 11.75x$$

$$\text{Pour } x = 2.25 \rightarrow \begin{cases} M = 24.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -8.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 3.6 \rightarrow \begin{cases} M = 12.34 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 8.84 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul  $M^{\max}$ :**

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de  $x$ :**

$$dm / dx = 0$$

$$x = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 25.62 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

❖ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 25.62 = -12.8 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_l = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 25.62 = 21.77 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

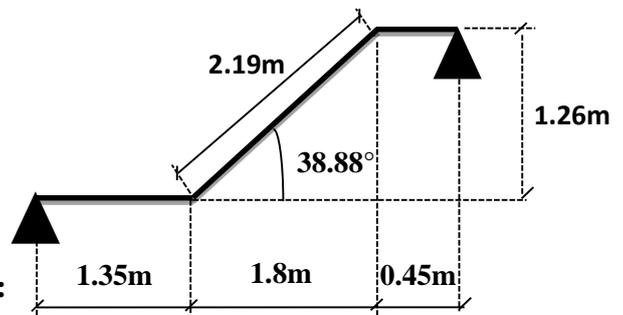
**2<sup>ème</sup>) Partie FI :**

❖ **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G = 9.75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\begin{cases} G = 5.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



**Calcul à l'ELU:**

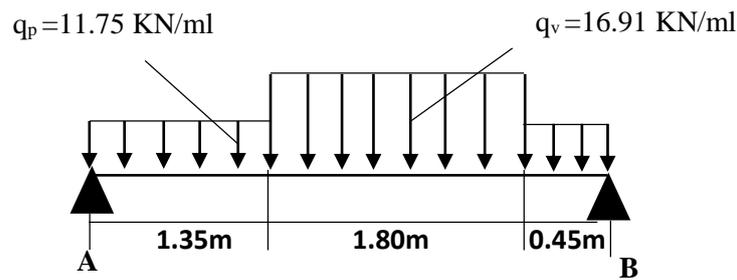
• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.75) + (1.5 \times 2.5) = 16.91 \text{ KN/ml}.$$

• **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.93) + (1.5 \times 2.5) = 11.75 \text{ KN/ml}.$$

• **Schema statique:**



❖ **Calcul des sollicitations:**

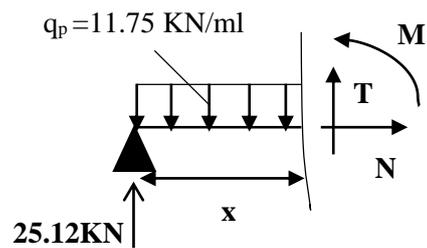
**Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 25.12 \text{ KN.}$$

$$R_D = 27.63 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments :**



❖ **1<sup>er</sup> tronçon : 0 < x < 1.35 m**

$$M = 11.75 x - 12.56 x^2$$

$$T = 16.86 x - 29.74$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-25.12 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.35 \rightarrow \begin{cases} M=24.04 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-8.808 \text{ KN} \end{cases}$$

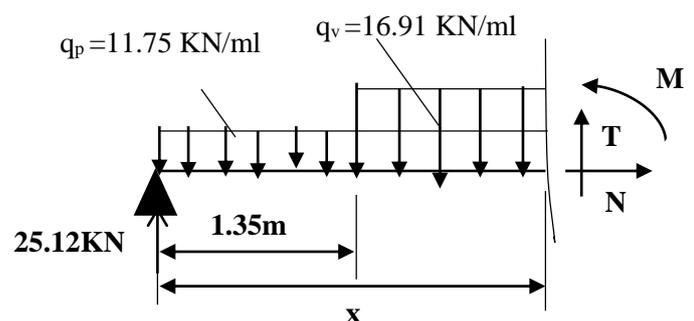
❖ **2<sup>ème</sup> tronçon : 1.35 m < x < 3.15 m**

$$M = 13.37 x - 8.45(x - 2.25)^2 + 8.51$$

$$T = -18.235 + 11.75 x$$

$$\text{Pour } x = 1.35 \rightarrow \begin{cases} M=27.9 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-8.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 3.15 \rightarrow \begin{cases} M=24.58 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=22.36 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul M<sup>max</sup>:**

$$M^{max} = M(x)$$

**Calcul de x :**

$$dm / dx = 0$$

$x = 1.9m$

Donc  $M^{max} = 26.02 \text{ KN.m.}$

❖ Calcul des moments réels :

$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 25.62 = -13.01 \text{ KN.m.}$

$M_f = 0.85 M^{max} = 0.85 \times 25.62 = 22.11 \text{ KN.m.}$

• 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} < x < 0,45$

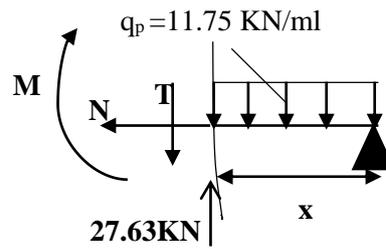
Calcul des réactions:

$M = 27.63 x - 5.87 x^2$

$T = -11.75 x + 27.63$

Pour  $x=0 \rightarrow$   $\begin{cases} M = 0 \text{ KN.m.} \\ T = 27.63 \text{ KN.} \end{cases}$

Pour  $x=0.45 \rightarrow$   $\begin{cases} M = 11.25 \text{ KN.m} \\ T = 22.34 \text{ KN} \end{cases}$



❖ Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.41. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	St(cm)
22.11	0.06	0.078	0.154	4.1	1.93	5.65=5HA12	20
En appui							
13.01	0.035	0.045	0.157	2.38	1.93	3.16=4HA10	25

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$T = 27.63 \text{ KN}$

$V^{max} = 27,63 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

❖ Armatures de répartition :

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 25 \text{ cm.}$

❖ **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 14.5\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 8.94 + 2.5 = 12,25\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8,43\text{ KN/ml.}$$

Donc  $M^{\max} = 18,8\text{ KN.m.}$

❖ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 23,95 = -9,4\text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 23,95 = 15,98\text{ KN.m.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.42.** Les résultats de calcul par la méthode RDM

<b>R<sub>A</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>R<sub>B</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>X</b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
18,1	19,96	1,92	18,8	15,98	4,43	14263.24	<b>4,96</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
18,1	19,96	1,92	18,8	9,4	3.45	8834.4	<b>3,67</b>	15	vérifiée

❖ **Etat de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad e = 0,18\text{ m} < 0,225\text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau 3.43. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3,6	5,65	7.27	11.49	15.13	14243.4	52566.9
Y (cm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.43	3.11	0.53	2.54	1.33	3.80	7,2

➤ Schéma de ferrailage

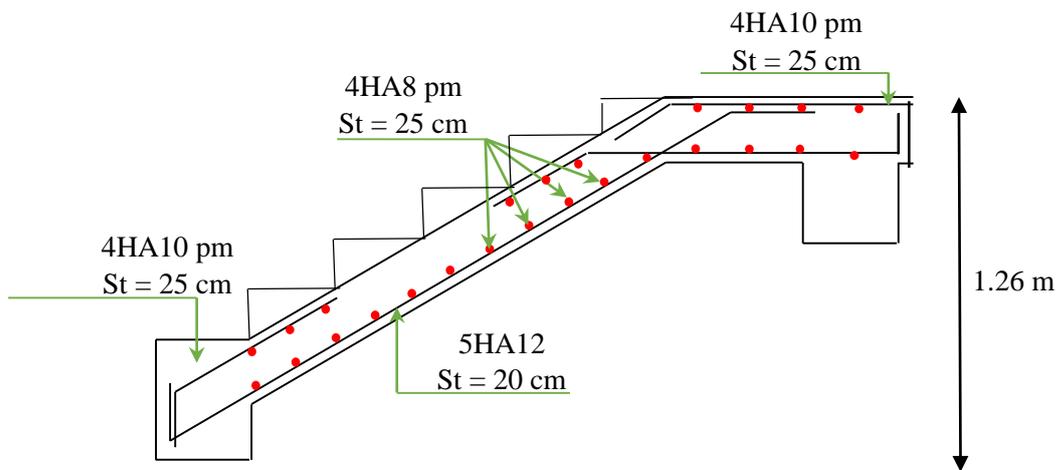
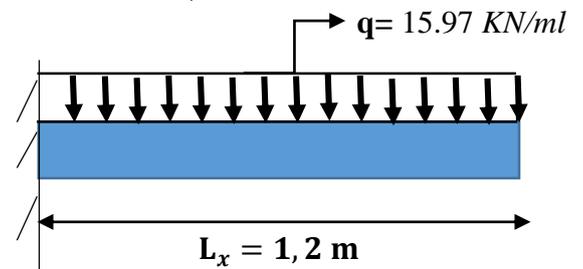


Figure 3.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 9.05) + (1.5 \times 2.5) = 15.97 \text{ KN/ml.}$$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.44 : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie

M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>épartition</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
11.49	0.081	0.106	0.096	3.45	1.2	5HA10/ml 3.95	4HA8/ml 2.0

❖ Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 15, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 5HT10, soit  $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

**Tableau 3.45.** Vérification de l'effort tranchant.

$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
19,16	0,19 < 1,25	Vérifiée	/	/	/

**Tableau 3.46.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

$M^s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
8,32	2,9	3799,8,4	6,34 < 15	Vérifiée	/	/

• **Evaluation de la flèche**

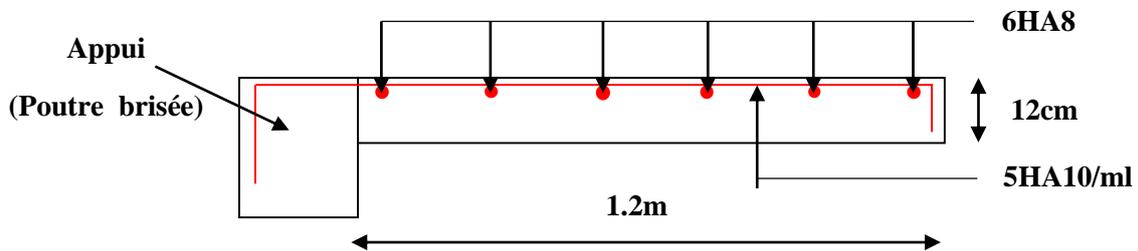
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

12 cm > 6 cm ..... Vérifiée

3,95 cm<sup>2</sup> < 5 cm ..... Vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage :**



**Figure 3.28.** Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier

**3.7.2.1. Calcul de la poutre brisée :**

**3.7.2.1.1. Dimensionnement**

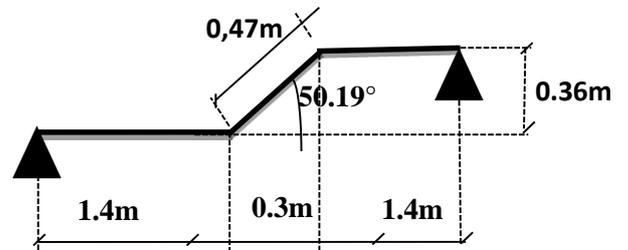
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L = 1,4 + (0,3/\cos 50,19^\circ) + 1,4 = 3,27\text{m}$$

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

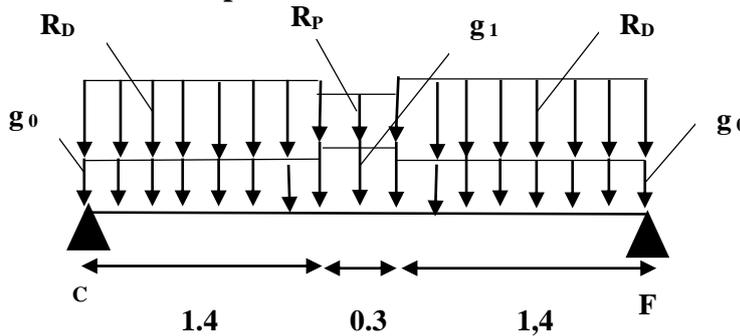
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{327}{15} \leq h \leq \frac{327}{10}$$

21,8 ≤ h ≤ 32,7cm , on prend : h = 30cm et b=30 cm.



La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

**3.7.2.1.2. Calcul à la flexion simple ·**



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0,3 \times 0,3 / \cos 50,19^\circ = 3,51 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

$$g_{(mure)} = 3,71 \text{ KN/ml}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 25,12 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 19,164 \text{ KN/ml.}$$

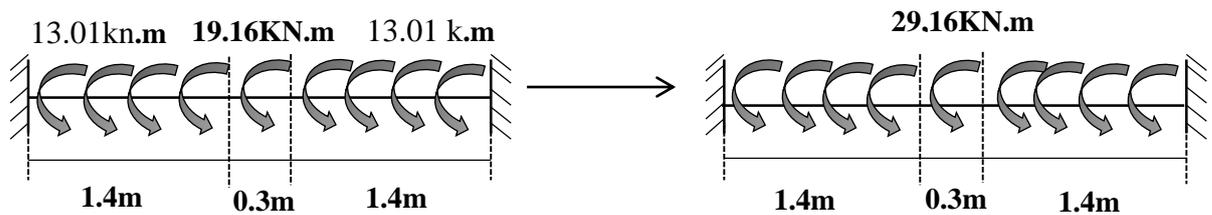
Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par la partie CD et EF.

$R_P$  : la charge ramenée par la partie DE

**3.7.2.1.3. Calcul à la torsion :**

**Le moment de torsion :**



Le moment maximum aux appuis :

Le moment de torsion.

$$M_{max} = 29,16$$

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -19,16 \times \frac{3,1}{2} = -29,69 \text{ KN.m}$$

**❖ Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \varnothing/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{29,69 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,8 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,6367^2 + 4,8^2} = 4,79 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  ..... condition non vérifier il y a un risque de rupture par cisaillement

On augmente la section de la poutre soit  $b \times h = 35 \times 40$

$$e = 5,83 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = 997 \text{ cm}^2$$

$U = 130 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre brisé.

$$g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,4 = 3,5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0,35 \times 0,4 / \cos 50,19^\circ = 5,47 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{29,69 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0997 \times 0,0583} = 2,55 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,344^2 + 2,55^2} = 2,57 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  ..... pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{29,69 \times 10^{-3} \times 1,5}{2 \times 0,0997 \times 348} = 5,82 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,64 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau 3.47.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
50,77	50,77	1,55	37.14	18.56	31.57	50.77

❖ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau 3.48.** Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN. m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
31.57	0.041	0.052	0.362	1,79	2.505
<b>En appui</b>					
18.56	0.024	0.030	0.365	1.79	1.46

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{50.77 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,38} = 0,334 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

➤ On fixe St = 15 cm et on calcul A<sub>trans</sub>

➤ a)  $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,525 \text{ cm}^2$

➤ b)  $A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0,36 \text{ cm}^2$

➤  $A_{trans} = \max(0,525 \text{ cm}^2; -0,36)$  , donc on prend  $A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage de la poutre brisée :**

**En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,51 + \frac{5,82}{2} = 5,42 \text{ cm}^2$

Soit 6HA12 = 6.78cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,79 + \frac{5,82}{2} = 4,7 \text{ cm}^2$

Soit 5HA12= 5.65cm<sup>2</sup>

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,6 + 0,76 = 1,36 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ Schéma de ferrailage

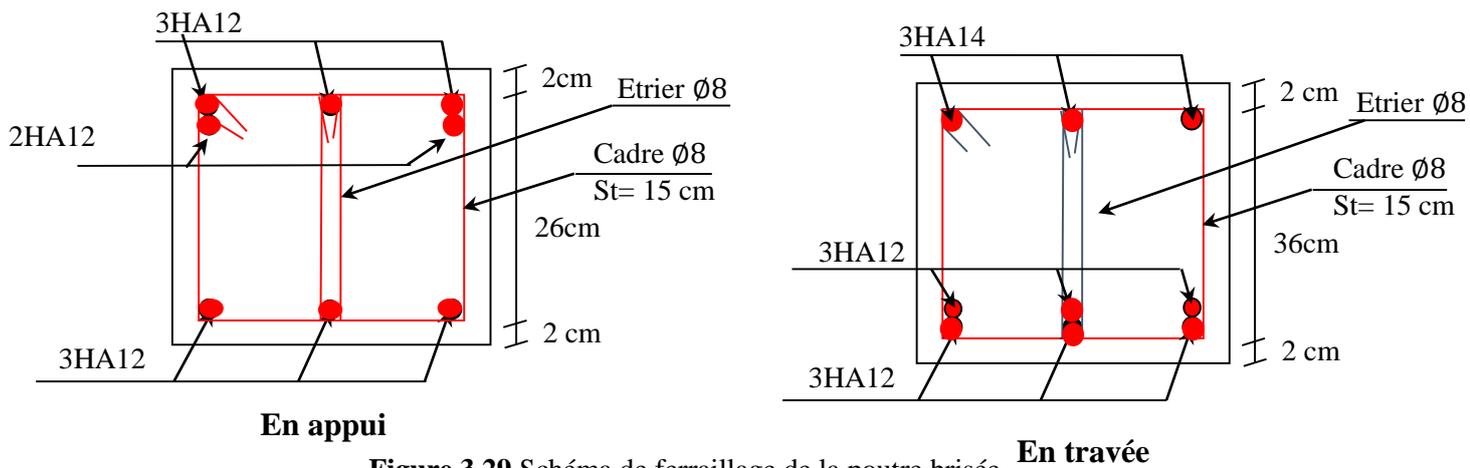


Figure 3.29. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.49. Calcul à l'ELS

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN.m)
50.33	50.33	1.55	36.6	<b>18.3</b>	<b>31.11</b>

Tableau 3.50. Vérifications a l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	<b>31.11</b>	11.4	86404.4	4.11	15	<i>Vérifiée</i>
En appui	<b>18.3</b>	10.92	79597.3	2.51	15	<i>Vérifiée</i>

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 26,35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 10,64 \text{ cm}^2 < 15,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

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

3.7.3. Escalier balancé (du RDC au 1<sup>er</sup> étage) :

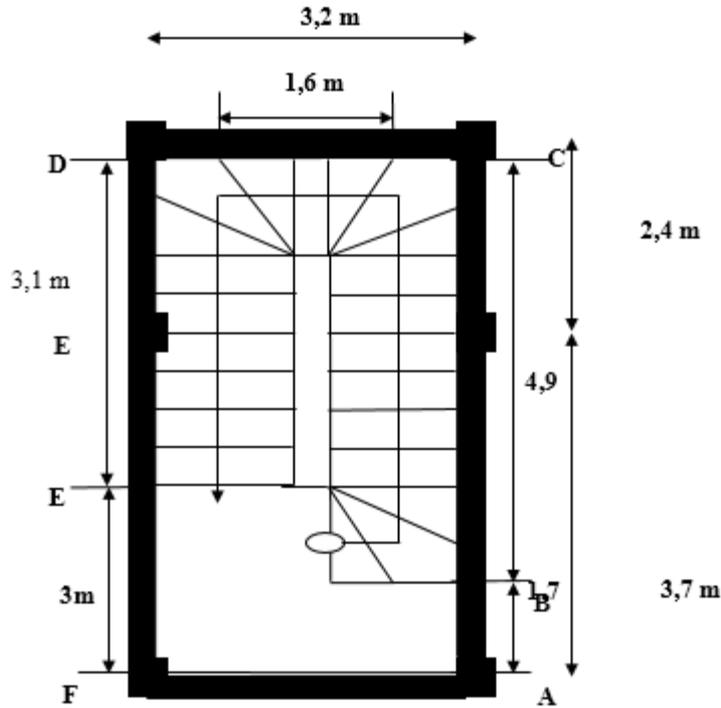


Figure 3.30. Escalier balancé.

1<sup>er</sup>) Partie AC :

C'est une dalle sur trois appuis (voir figure 3.16). Son calcul se fait par la théorie des lignes de rupture. Le principe de calcul est de déterminer les moments isostatiques sollicitant la pièce. Ces derniers sont donnés selon les deux cas représenté dans la figure au-dessous.

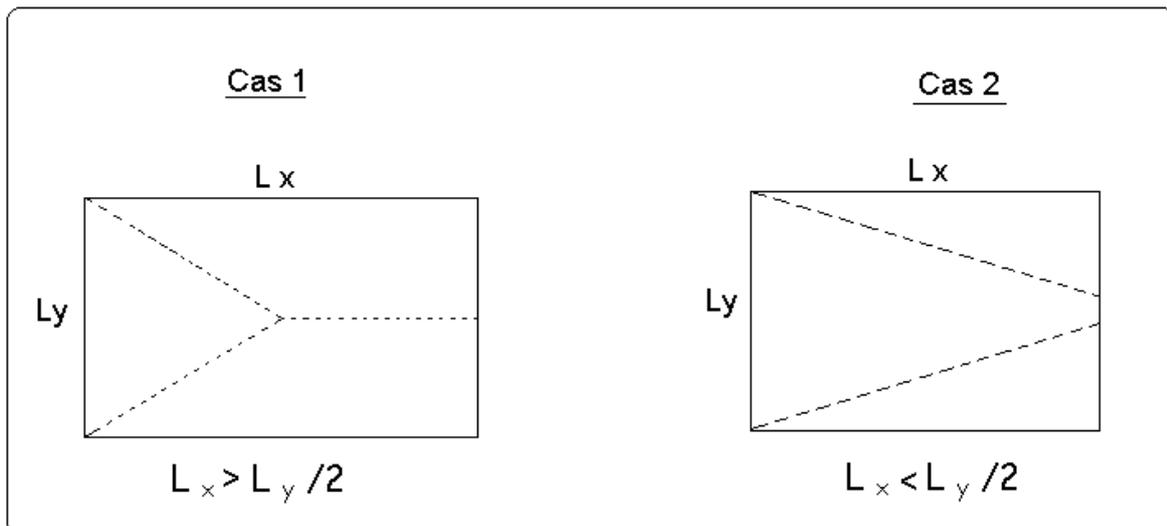


Figure 3.31 Schéma de la théorie des lignes de rupture

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5,8}{2} = 2,9\text{m} > L_x = 1,45\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a:  $G = 9.65 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 16,78 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 12,15 \text{ KN/m}^2$

**3.6.3.1. Ferrailage à l'E.L.U**

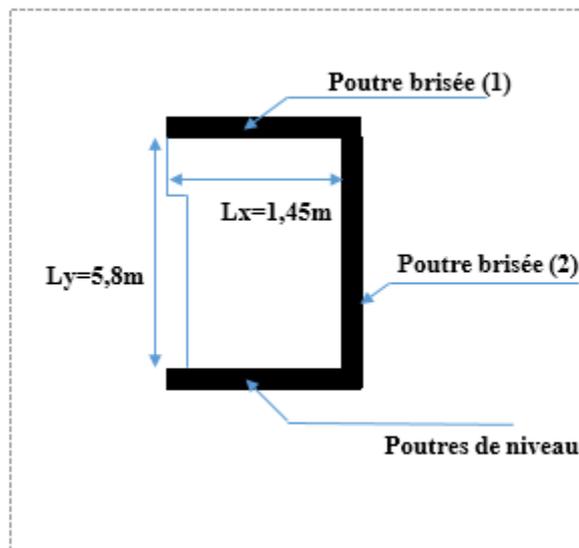
$$\begin{cases} M_{0y} = 16,78 \times \frac{1,45^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 8,52 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 16,78 \times \frac{1,45^2}{2} \times 5,8 - \frac{2}{3} \times 16,78 \times 1,45^3 \Rightarrow M_{0x} = 68,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 57,97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 7,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,5 M_{0x} = 34,1 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,5 M_{0y} = 4,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure 3.32** Schéma statique de la partie AC.

**Tableau 3.51.**Tableau de ferrailage de la partie AC=DF de l’escalier à trois volées en travée et aux appuis

En travée									
	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	AR	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
Lx	57.97	0.077	0.1	0.220	7.57	2	<b>1.92</b>	<b>7.7=5HA14</b>	20
Ly	7.42	0.009	0.012	0.228	0.9	0.18	/	/	/
En appui									
Lx	34.1	0.045	0.058	0.224	4.36	2	<b>1.13</b>	<b>4.52=4HA12</b>	25

❖ **Vérification de l’effort tranchant :**

$V = 12.16KN$

$$V^{max} = 12,16 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,052MPa < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17MPa$$

❖ **Armatures de répartition :**

Soit :  $Ar = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$  et  $St = 25cm$ .

❖ **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 20cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

**Calcul à l’ELS :**

**Tableau 3.52.**Les résultats de calcul:

Vx (KN)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée							
8.77	49,38	41,98	4,66	23302.4	<b>8,39</b>	15	<b>vérifiée</b>
0	6.17	5.24	4.21	19222.3	<b>1.15</b>	15	<b>vérifiée</b>
En appui							
	49.38	24.69	4.94	26132	<b>0,58</b>	15	<b>vérifiée</b>

❖ **Etat de déformation :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} \geq 6,16\text{cm} \\ 7,7 \leq 11,5 \end{array} \right.$$

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

❖ **Schéma de ferrailage :**

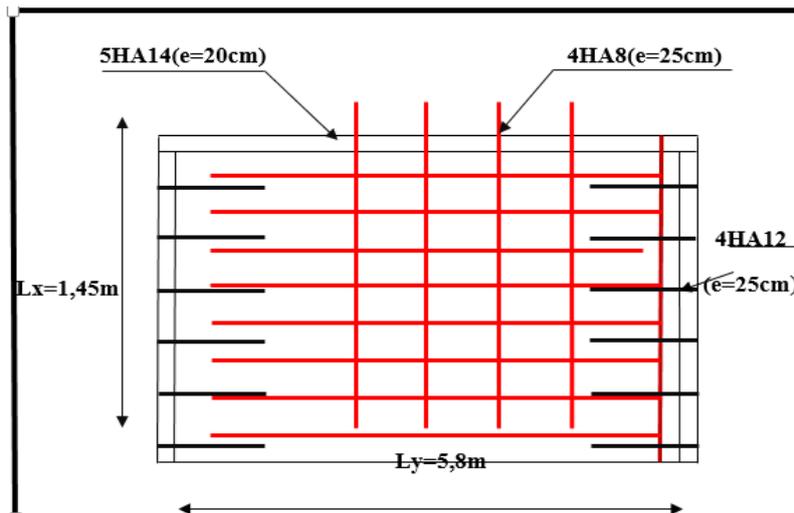


Figure 3.33. Schéma de ferrailage de la partie AC.

3.7.3.2. Etude de la poutre brisée (1)

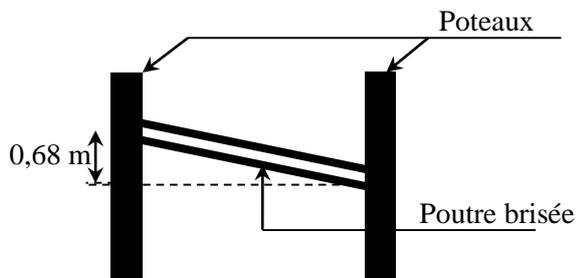


Figure 3.34. Vue en élévation de la poutre brisée

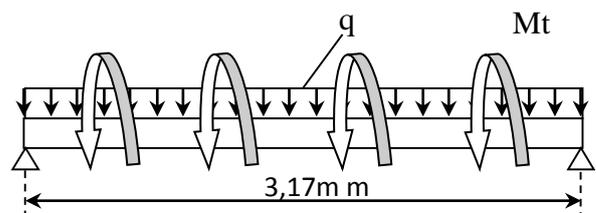


Figure 3.35. Schéma statique de la poutre brisée

3.7.3.2.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 21,13\text{cm} \leq h \leq 31,7\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend } b = h = 30\text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la partie (AC)** :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 12,16 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 8,77 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_B \times l/2 = 54,1 \text{ KN.m}$  : provoqué par la flexion de la partie (AC).

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 3.53.** Calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion	Total
	Travée	appui		
<b>q (KN/ml)</b>	20,23		34,1	/
<b>M (KN.m)</b>	20,66	-9,72	54,1	/
<b>τ (MPa)</b>	0,186		2,9	3,1
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	2	2	4	A <sub>tr</sub> = 7,36 A <sub>ap</sub> = 7,36
<b>A<sub>trans</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6		0,604	1,204

**3.7.3.2.2. Ferrailage opté et vérification nécessaires**

➤ **Ferrailage**

$$\begin{cases} A_{st} = 7,36 \text{ cm}^2 & \text{soit } 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2 & \text{En travée} \\ A_{sa} = 7,36 \text{ cm}^2 & \text{soit } 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2 & \text{En appui} \end{cases}$$

$A_{trans} = 1,204 \text{ cm}^2$  Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Cisaillement**

$\tau_{tot} = 3,1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ .....Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

En travée :  $\sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....vérifiée

En appui :  $\sigma_{bc} = 0,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 26,35 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 17,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

3)  $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

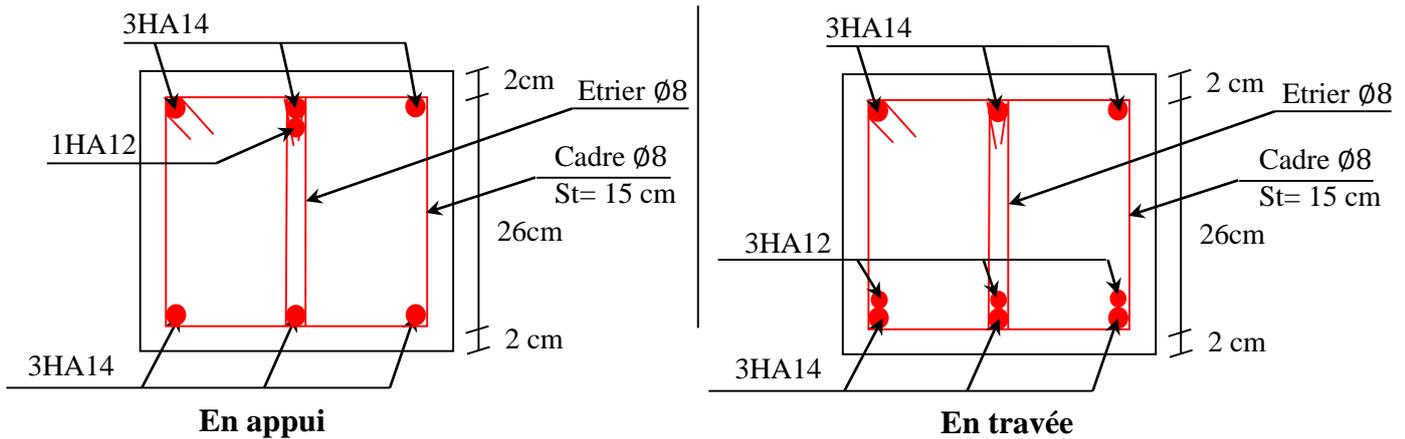


Figure 3.36. Schéma de ferrailage de la poutre brisée (1)

3.7.3.3. Calcul de la poutre brisée (2) :

3.7.3.3.1. Dimensionnement :

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

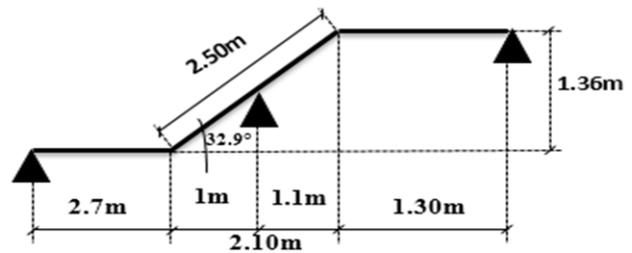
$$L_1 = 2,7 + (1/\cos 32,9^\circ) = 3,89\text{m}$$

$$L_2 = 1,3 + (1,1/\cos 32,9^\circ) = 2,61$$

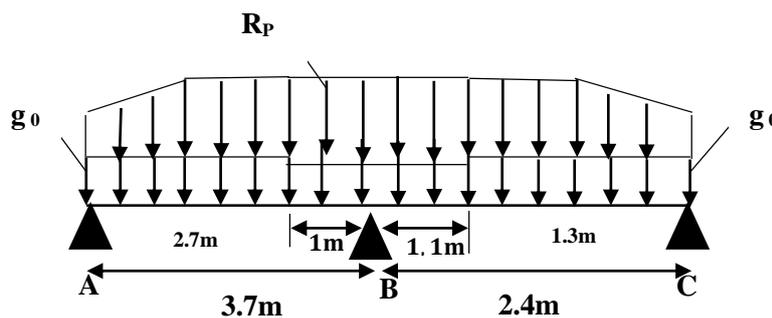
$$\frac{389}{15} \leq h \leq \frac{389}{10} \implies 25,93 \leq h \leq 38,9$$

Donc soit  $h = 30\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$ .

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.



3.7.3.3.2. Calcul à la flexion simple



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25\text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0,3 \times 0,3 / \cos 32,9^\circ = 2,68\text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

$$g_{\text{(mure)}} = 3,71\text{ KN/ml}$$

$$g_{\text{(équivalent)}} = (2,25 \times 2,7 + 2,25 \times 1,3 + 2,68 \times 2,2) / (2,7 + 2,1 + 1,3) \implies g_{\text{(équivalent)}} = 2,45\text{ KN/m}$$

$$g_{total} = g(\text{équivalent}) + g(\text{mure}) \implies g_{total} = 6,16 \text{ KN/m}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_p = 12,16 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

- **Les sollicitations maximales revenantes à la poutre brisée (Méthode de CAQUOT) :**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,7}{2,4} = 1,54 \notin [0,8 ; 1,25]$$

✓ **La charge sur la poutre :**

$$\begin{cases} q'_u = 1,35g'(tot) + R_p \\ q'_s = g't + R_p \end{cases}$$

**Calcul des moments**

✓ **Moments aux appuis**

$$g' = 2/3 \times g(\text{tot}) = g' = 4,10 \text{ KN/m} \implies \begin{cases} q'_u = 17,7 \text{ KN/m} \\ q'_s = 16,2 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} ELU: 30,28 \text{ KN.m} \\ ELS: 27,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$D'où, \quad M_A = M_C = \begin{cases} ELU: -4,54 \text{ KN.m} \\ ELS: -4,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{17,7 \times (3,7)^3 + 17,7 \times (2,4)^3}{8,5 \times (3,7 + 2,4)} \\ ELS: -\frac{16,2 \times (3,7)^3 + 16,2 \times (2,4)^3}{8,5 \times (3,7 + 2,4)} \end{cases}$$

$$\implies M_B = \begin{cases} ELU: -22,01 \text{ KN.m} \\ ELS: -20,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour les moments en travées et les efforts tranchants on travaille avec :  $g_{total} = 6,16 \text{ KN/m}$

✓ **Moments en travées**

$$\text{Avec :} \begin{cases} q_U = 20,47 \text{ KN/m} \\ q_S = 18,32 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Travée AB**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \implies \begin{cases} ELU: 1,56 \text{ m} \\ ELS: 1,55 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) \implies \begin{cases} ELU: = 34,16 \text{ KN.m} \\ ELS: = 30,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc,} \quad M_t = \begin{cases} ELU: = 24,88 \text{ KN.m} \\ ELS: = 22,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

on a :  $V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{20,47 \times 3,7}{2} + \frac{22,01}{20,47 \times 3,7} = 38,16 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{20,47 \times 3,7}{2} + \frac{22,01}{20,47 \times 3,7} = -37,57 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments réels :**

$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 22,01 = -11,00 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 24,88 = 21.48 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.54.** Résultats de ferraillage de la poutre brisée(2)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	21,48	A	0,064	0,083	0,270	2,28	1,01	Vérifiée
Appui	-11		0,033	0,041	0,275	1,148	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{38,16 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,454 \text{ MPa}$

F.P.N ⇒  $\bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

a)  $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

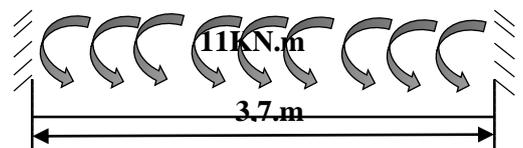
b)  $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0031 \text{ cm}^2$

$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2 ; 0,0031 \text{ cm}^2)$ , donc on prend  $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

**3.7.3.3. Calcul à la torsion**

**Le moment de torsion :**

$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -11 \times \frac{3.7}{2} = -20,35 \text{ KN.m}$



Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AC de l'escalier.

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \varnothing/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20,35 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 5,61 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe  $St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,7 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{20,35 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 3,25 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec :  $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,454^2 + 0,68^2} = 3,281 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  ..... pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

**En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,28 + \frac{5,61}{2} = 5,08 \text{ cm}^2$

Soit 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,148 + \frac{5,61}{2} = 3,95 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 = 4,56 cm<sup>2</sup>

**Armature transversales**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,7 = 1,15 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_{eq} + R_{Bs} = 18,32 \text{ KN/m}$

**Moments :**  $\Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_0 = 18,75 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_s = -10 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau 3.55.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	18,75	10,7	42684,58	4,75	15	Vérifiée
En appui	-10	9,21	3175,89	2,91	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} < 31,35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

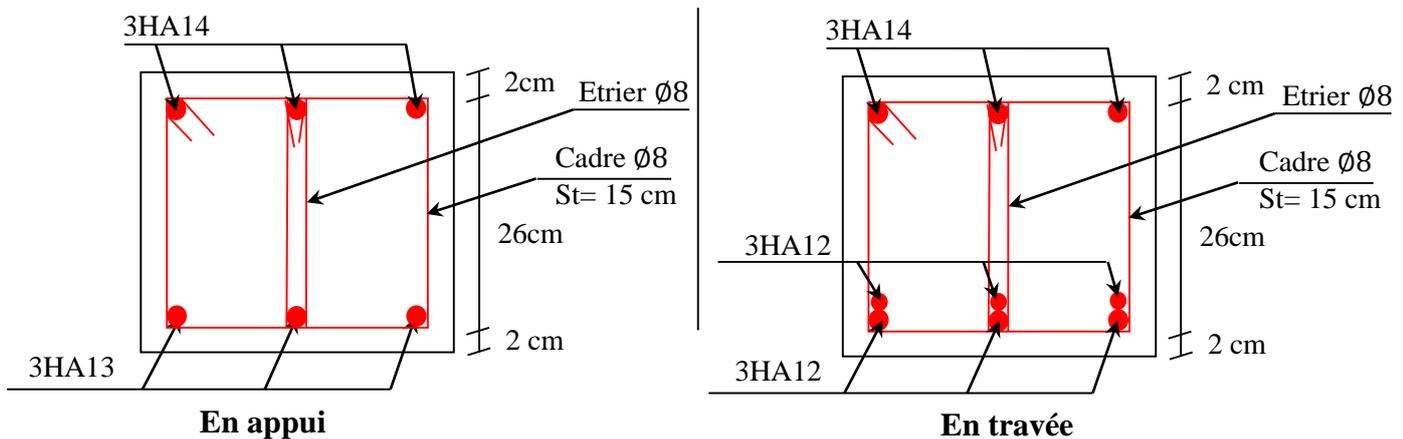
2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Tableau 3.56.** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$l_0$ (cm <sup>4</sup> )
Y (cm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (cm)
6.59	1.28	0.45	0.45	0.46	<b>0.83</b>	<b>7,4</b>

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure 3.37.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée (2)

**3.8. Conclusion**

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

# ***Chapitre IV***

#### 4.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le SAP2000.V14

#### 4.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell ».

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{x_{dyn}}$  et  $V_{y_{dyn}}$ ).

### 4.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

La méthode statique équivalente.

La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.

-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

#### 4.3.1. Méthode statique équivalente

Principe :

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2).

#### 4.3.2 Méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :  $A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

$R$  : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ ).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ . RPA (Formule 4-

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau 4.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0,05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

**Remarque :**

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids de la Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

On a :

$$W = WG + 0,2WQ = 34325,739 \text{ KN}$$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times (H)^{3/4} \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.4).}$$

$$T_2 = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA (Formule 4-7)}$$

$$\text{Avec : } T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$$

H= 38,42 m: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$L_x = 10 \text{ m} \quad , \quad L_y = 25,4$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{D'où : } T_1 = 77 \text{ s.}$$

$$\text{Sens(x) : } \Rightarrow T_2 = 1,09 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y) : } \Rightarrow T_2 = 0,69 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,52; 0,65) = 1,001 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,571; 0,65) = 0,90 \text{ s} \end{cases}$$

Valeur de  $T_1$  et  $T_2$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble } \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%$ . RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou :  $D_x = 1.284$  ;  $D_y = 1.379$

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1,284 \times 1.15}{5} \times 34325,739 \Rightarrow V_{stx} = 1520,56KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1,379 \times 1.15}{5} \times 34325,739 \Rightarrow V_{sty} = 1633,064KN$$

#### 4.4.1 Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

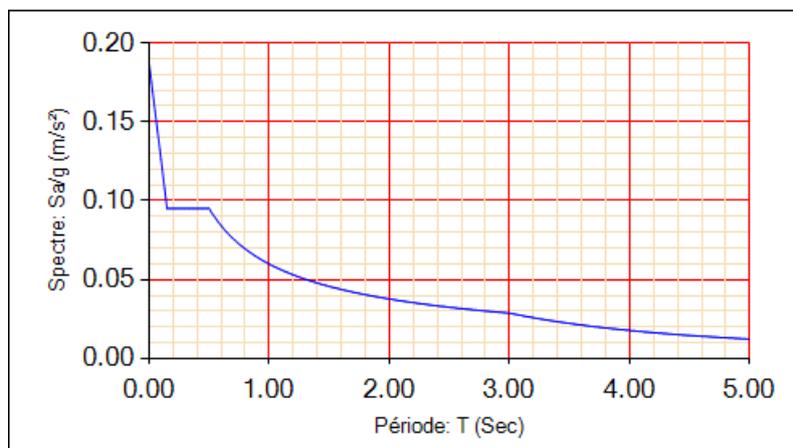


Figure 4.1. Spectre de réponse

#### 4.4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### 4.4.3. Disposition des voiles de contreventement

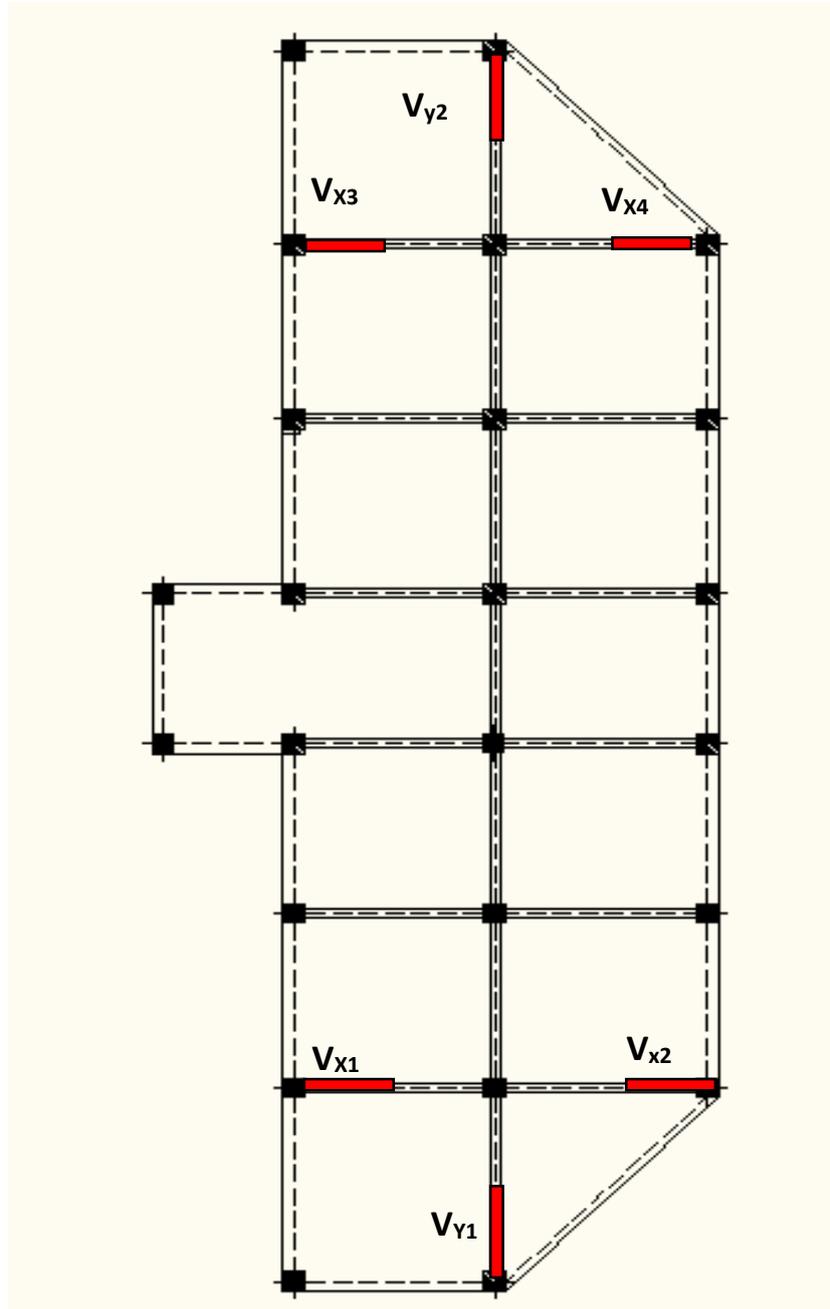
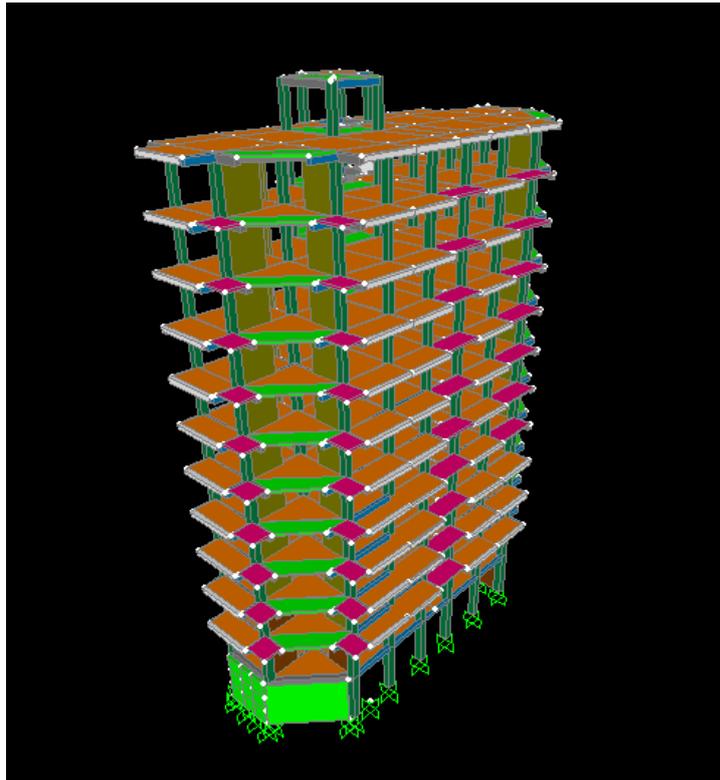


Figure 4.2. Disposition des voiles de contreventement



**Figure 4.3.** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

#### 4.4.4. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.969088	0.61724	0.00084	61.724	0.084
2	0.914578	0.00094	0.71131	61.818	71.215
3	0.860715	0.00172	0.00357	61.989	71.572
4	0.29504	0.0329	0.00034	65.279	71.606
5	0.288414	0.00023	0.11431	65.303	83.037
6	0.25964	0.00463	0.00089	65.766	83.126
7	0.153028	0.00001564	0.03955	65.768	87.081
8	0.150549	0.00001165	0.00001797	65.769	87.083
9	0.14094	0.0954	0.00001268	75.309	87.084
10	0.132142	0.00054	0.0004	75.363	87.125
11	0.131262	0.01827	0.00012	77.19	87.137
12	0.09966	0.00562	1.467E-07	77.752	87.137

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA ne sont pas vérifiées, ce qui nous oblige à passer à la vérification de la formule de RPA (4-14), ou le nombre minimale de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

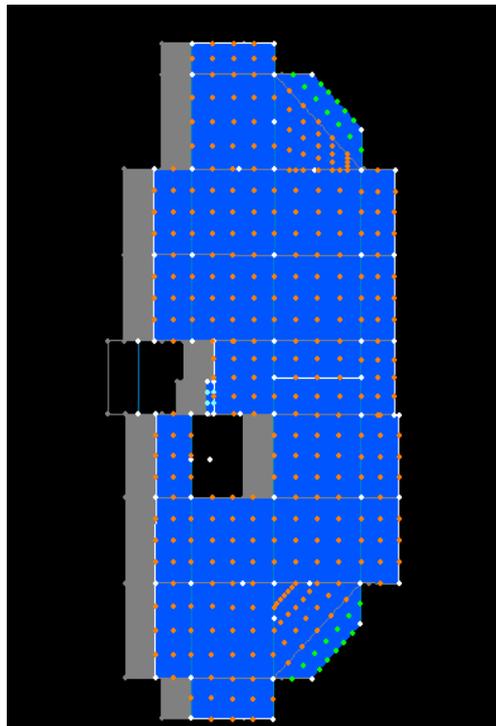
$K=10$  et  $T_k = 0,139174 \leq 0.20 \text{ sec}$  .....condition vérifier.

### Interprétation des résultats obtenus

Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V14 dans le premier mode est inférieur à celle calculée après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.3), en revanche la deuxième est supérieure.

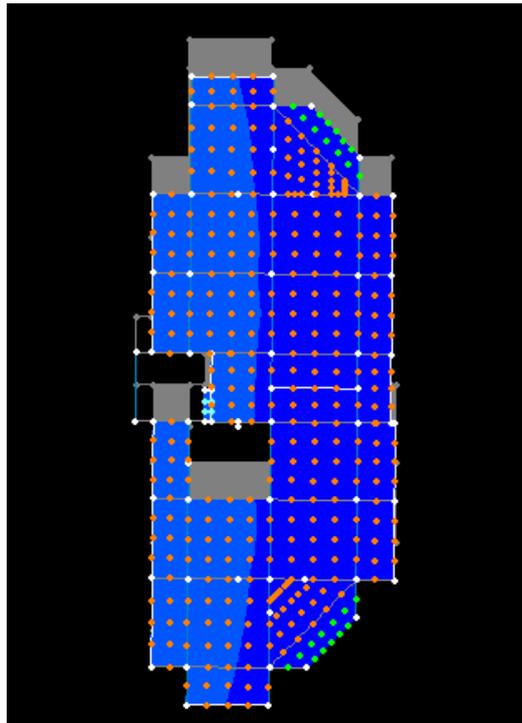
Période majorées de 30%  $\begin{cases} T_x = 1,001s \\ T_y = 0,90s \end{cases}$

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



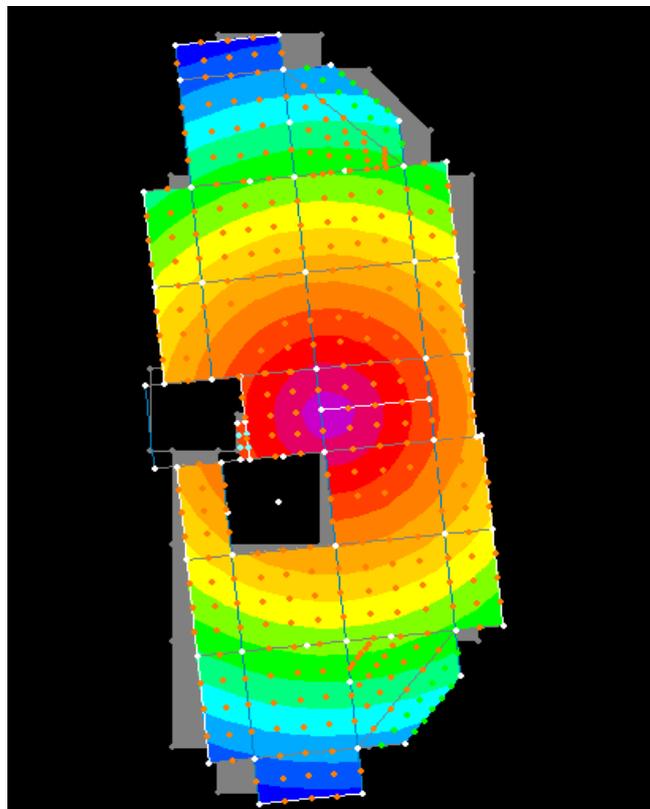
**Figure 4.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure 4.5.** Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.



**Figure 4.6.** Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

#### 4.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

##### 4.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

**Tableau 4.8.** Vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)
Sens xx	1520,56	1216,448	1186.34
Sens yy	1633,064	1306,4512	956.88

##### Analyse des résultats

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

##### 4.5.2. Justification de l'interaction voiles portiques

Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

**Tableau 4.3.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>Sous-sol</b>	29605.75	5153.691	85.174	14.826
<b>RDC</b>	27820.72	6759.161	80.454	19.546
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	24010.38	5972.755	80.058	19.942
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	22751.23	5132.09	81.595	18.405
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	20072.8	4716.245	80.975	19.025

<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	17546.59	4209.064	80.654	19.346
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	14996.91	3746.18	80.013	19.987
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	12543.07	3195.186	79.697	20.302
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	10086.09	2665.616	79.096	20.904
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	7742.806	2068.581	78.916	21.083
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	5394.419	1476.032	78.517	21.483
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	3042.332	816.325	78.845	21.155

### Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les Cinq derniers niveaux ou l'écart est de 1.48% ce qui est peut être négligé.

#### 4.5.3. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

**Tableau 4.4.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sous les combinaison EX et EY

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>Sous-sol</b>	498.131	763.725	39.476	60.523	734.976	783.456	48.403	51.596
<b>RDC</b>	793.749	579.789	57.788	42.211	1446.49	618.21	70.058	29.941
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	681.217	711.624	48.908	51.091	1283.902	627.202	67.181	32.818
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	764.479	609.599	55.635	44.364	1275.328	582.918	68.630	31.369
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	719.498	595.04	54.733	45.266	1265.254	485.138	72.284	27.715
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	709.797	545.926	56.524	43.475	1236.851	390.071	76.023	23.976

<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	644.428	531.577	54.798	45.201	1065.68	418.106	71.821	28.178
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	505.657	322.578	61.052	38.947	1011.571	313.708	76.328	23.671
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	414.284	292.755	58.594	41.405	864.461	281.818	75.414	24.585
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	358.005	223.247	61.592	38.407	767.135	182.906	80.747	19.252
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	270.308	173.965	60.842	39.157	546.223	170.642	76.196	23.803
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	231.908	62.661	78.727	21.272	514.503	131.814	79.605	20,186

#### Analyse des résultats :

Le pourcentage repris par les portiques est important dans certains niveaux essentiellement dans le sens Y-Y, ce qui est dû au manque des voiles à cause de certains facteurs architecturaux.

#### 4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$  .....RPA 99 (Article 7.1.3.3)

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

**Tableau 4.5.** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

TYPE	Nd(KN)	A(cm <sup>2</sup> )	V	Remarque	combinaison
<b>P1 (60×60)</b>	2661,558	3600	0,296	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EY</b>
<b>P2 (60×55)</b>	2000,499	3300	0,242	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EY</b>
<b>P3 (55×55)</b>	1328,101	3025	0,176	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EX</b>
<b>P4 (55×50)</b>	976,092	2750	0,142	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EX</b>
<b>P5 (50×50)</b>	654,897	2500	0,105	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EX</b>
<b>P6 (50×45)</b>	351,175	2250	0,0624	<b>Vérifiée</b>	<b>G+Q+EX</b>

#### 4.5.5. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99(Art.5.10)}$

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

**Tableau 4.6.** Vérification des déplacements sous combinaisons EX et EY

	Niveaux	Sens xx						Sens yy				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	38,42	1,810	9,053	8,154	0,899	306	0,0029	2,417	12,087	11,438	0,649	0,0021
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	35,36	1,630	8,154	7,821	0,333	306	0,0011	2,287	11,438	10,646	0,792	0,0026
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	32,3	1,564	7,821	7,084	0,737	306	0,0024	2,129	10,646	9,733	0,913	0,003
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	29,24	1,416	7,084	6,265	0,819	306	0,0027	1,946	9,733	8,686	1,047	0,0034
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	26,18	1,253	6,265	5,384	0,881	306	0,0029	1,737	8,686	7,531	1,155	0,0038
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	23,12	1,076	5,384	4,431	0,953	306	0,0031	1,506	7,531	6,279	1,252	0,0041
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	20,06	0,886	4,431	3,452	0,979	306	0,0032	1,255	6,279	4,991	1,288	0,0042
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	17	0,690	3,452	2,476	0,976	306	0,0032	0,998	4,991	3,53	1,461	0,0048
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	13,94	0,495	2,476	1,559	0,917	306	0,003	0,706	3,53	2,379	1,151	0,0038
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	10,88	0,312	1,559	0,746	0,813	306	0,0027	0,476	2,379	1,165	1,223	0,0039
<b>RDC</b>	7,82	0,149	0,746	0,083	0,663	391	0,0017	0,233	1,165	0,0405	1,124	0,0029
<b>Sous-sol</b>	3,91	0,017	0,083	0	0,083	391	0,0002	0,008	0,0405	0	0,040	0,0001

**Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k \max} = 0,979cm < 1\% \times h_e = 3,06cm \text{ e } Sens(y) : \Delta_{k \max} = 1,461cm < 1\% \times h_e = 3,06cm$$

**4.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  RPA99/2003(Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau 4.7.** Vérification a L'effet P- $\Delta$ .

	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	38,42	306	3506,98	0,899	294,56	0,027	0,649	64.632	0.012
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	35,36	306	61870,57	0,333	444,27	0,012	0,792	71.685	0.022
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	32,3	306	8795,744	0,737	581,25	0,036	0,913	95.004	0.027
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	29,24	306	11403,87	0,819	707,03	0,043	1,047	114.627	0.034
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	26,18	306	14058,19	0,881	828,23	0,049	1,155	132.527	0.040
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	23,12	306	16709,49	0,953	1176,01	0,044	1,252	148.378	0.046
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	20,06	306	19412,03	0,979	1255,72	0,050	1,288	162.692	0.050
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	17	306	22113,69	0,976	1314,54	0,053	1,461	175.039	0.060
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	13,94	306	24883,14	0,917	1374,08	0,054	1,151	185.824	0.050
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	10,88	306	26246,37	0,813	1392,84	0,54	1,223	191.110	0.054
<b>RDC</b>	7,82	391	30922,21	0,663	1373,54	0,049	1,124	206.47	0.043
<b>Sous-sol</b>	3,91	391	34325.739	0,083	1261,86	0,006	0,0405	151.843	0,018

### Analyse des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue (  $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P-  $\Delta$  ) peuvent être négligés.

#### 4.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre trois critères (la résistance, l'économique et l'esthétiques) nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous a permis de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau 4.9.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC+VS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	60*60	60*55		55*55		55*50		50*50		50*45	
<b>Voiles (cm)</b>	20		15								
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>	40*30										
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>	40*30										

# *Chapitre V*

## Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

### ✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

## 5.1 Etude des poutres

### 5.1.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 selon les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

### 5.1.2 Ferrailage

#### a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure 5.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b) Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

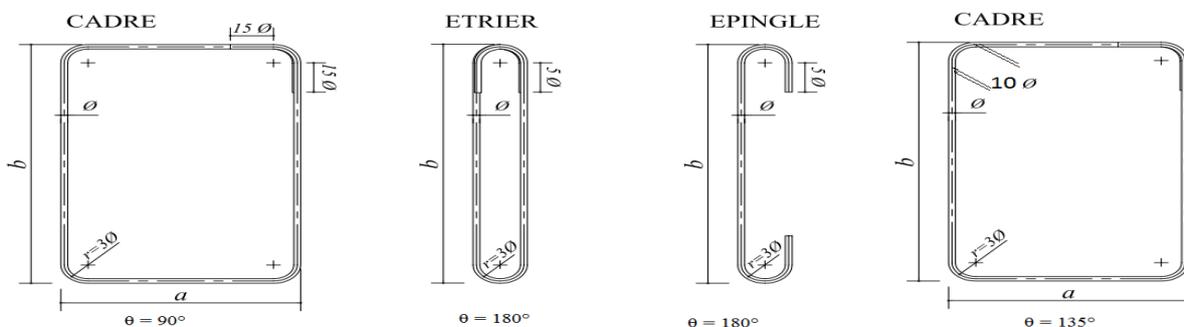
$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre  $\Phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement



**Figure 5.1.** Ancrage des armatures transversales

5.1.3 Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

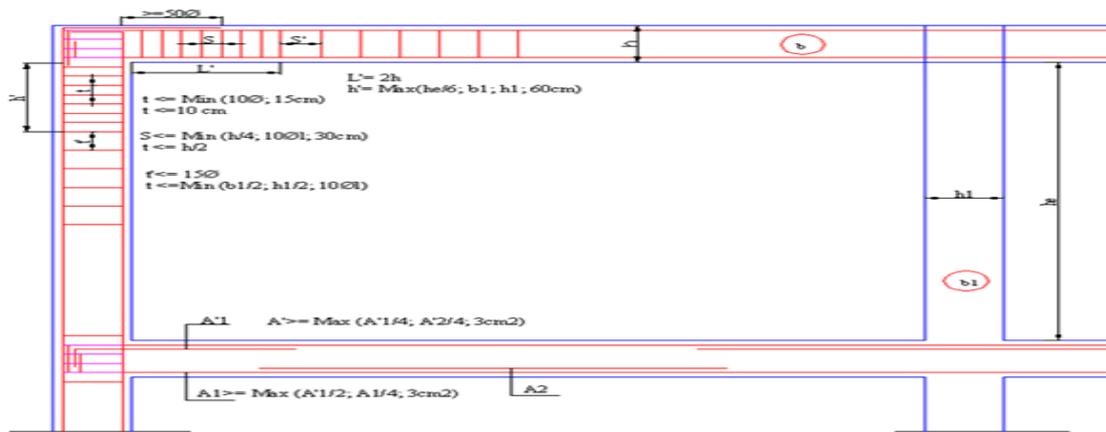


Figure. 5.2. Disposition constructive des portiques.

5.1.4 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

5.1.5 Calcul du ferrailage

a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

➤ Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**b) Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 108.3214 \text{ KN.m} \dots (1.35G + 1.5Q) \\ M_a = 72.7953 \text{ KN.m} \dots (G + Q + E_x) \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108,3214 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.20} = 0.185$$

$$\mu_{bu} = 0.185 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.259$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 331.67 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{108,3214 \times 10^6}{331.67 \times 348} = 9.38 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.7953 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18.48} = 0.095$$

$$\mu_{bu} = 0.095 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 351.31 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{72.7953 \times 10^6}{346.34 \times 400} = 5.18 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau 5.1.** Ferrailage des poutres principales (30× 40) cm<sup>2</sup> sous les combinaisons ELU fondamentale et accidentelle

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous sol	Travée	108,3214	9.38	10.65	6	3HA16+3HA12
	Appui	-72,7953	5.18	6,79	6	6HA12
RDC	Travée	75,7701	5.3	6,79	6	6HA12
	Appui	-83,636	5.9	6,79	6	6HA12
Etages 1	Travée	89,3184	6.3	6,79	6	6HA12

	<b>Appui</b>	-100,724	7.2	8,01	6	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>Etages 2</b>	<b>Travée</b>	83,2523	5.9	6,79	6	<b>6HA12</b>
	<b>Appui</b>	-104,313	7.5	8,01	6	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>Etages 3</b>	<b>Travée</b>	91,4784	6.5	6,79	6	<b>6HA12</b>
	<b>Appui</b>	-100,525	7.2	8,01	6	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>Etages 4</b>	<b>Travée</b>	86,0023	6.1	6,79	6	<b>6HA12</b>
	<b>Appui</b>	-94,3501	6.7	6,79	6	<b>6HA12</b>
<b>Etages 5</b>	<b>Travée</b>	76,2728	5.4	6,79	6	<b>6HA12</b>
	<b>Appui</b>	-81,1088	5.7	6,79	6	<b>6HA12</b>
<b>Etages 6</b>	<b>Travée</b>	62,4626	4.3	4,62	6	<b>3HA14</b>
	<b>Appui</b>	-70,8538	5	6,79	6	<b>6HA12</b>
<b>Etages 7</b>	<b>Travée</b>	51,9964	2.85	3.39	6	<b>3HA12</b>
	<b>Appui</b>	-59,0536	4.1	4,62	6	<b>3HA14</b>
<b>Niveau 8</b>	<b>Travée</b>	43,0857	2.63	3.39	6	<b>3HA12</b>
	<b>Appui</b>	-54,1226	3.9	4,62	6	<b>3HA14</b>
<b>Niveau 9</b>	<b>Travée</b>	35,3735	2.35	3.39	6	<b>3HA12</b>
	<b>Appui</b>	-57,3922	4	4,21	6	<b>2HA14+1HA12</b>
<b>Niveau 10</b>	<b>Travée</b>	21,7227	2.35	3.39	6	<b>3HA12</b>
	<b>Appui</b>	-54,1433	3.9	4,21	6	<b>2HA14+1HA12</b>
<b>la cage d'escalier</b>	<b>Travée</b>	16,1872	1.65	3.39	6	<b>3HA12</b>
	<b>Appui</b>	-20,9694	1.88	3.39	6	<b>3HA12</b>

Tableau 5.2. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous sol	Travée	23,8453	3.9	4,21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-30,9534	3.9	4,21	6	2HA14+1HA12
RDC	Travée	66,2558	4.6	4,62	6	3HA14
	Appui	-78,745	5.5	6,79	6	6HA12
Etages 1	Travée	75,4963	5.3	6,79	6	6HA12
	Appui	-85,9434	6.1	6,79	6	6HA12
Etages 2	Travée	78,5185	5.5	6,79	6	6HA12
	Appui	-88,1527	6.3	6,79	6	6HA12
Etages 3	Travée	78,9541	5.6	6,79	6	6HA12
	Appui	-88,0349	6.2	6,79	6	6HA12
Etages 4	Travée	74,9586	5.3	6,79	6	6HA12
	Appui	-83,6433	5.9	6,79	6	6HA12
Etages 5	Travée	68,6358	4.8	6,79	6	6HA12
	Appui	-77,1641	5.4	6,79	6	6HA12
Etages 6	Travée	65,4398	4.6	4,62	6	3HA14
	Appui	-72,1038	5.1	6,79	6	6HA12
Etages 7	Travée	61,5652	4.3	4,62	6	3HA14
	Appui	-68,9567	4.8	4,62	6	3HA14
Etages 8	Travée	55,6283	2.95	3.39	6	3HA12
	Appui	-63,8359	4.4	4,62	6	3HA14
Etages 9	Travée	50,3618	2.34	3.39	6	3HA12
	Appui	-59,1904	4.1	4,21	6	2HA14+1HA12

Etages 10	Travée	42,6187	2.15	3.39	6	3HA12
	Appui	-46,8509	3.9	4,21	6	2HA14+1HA12
la cage d'escalier	Travée	19,186	1.9	3.39	6	3HA12
	Appui	-27,2738	3.9	4,21	6	2HA14+1HA12

**2.1.6 Vérification des armatures selon le RPA 99**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

**5.1.6 Les armatures transversales**

a) *Calcul de  $\Phi_t$  :*

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \Phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30)\text{mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \Phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30)\text{mm} \end{cases}$$

avec:  $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \end{cases}$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mmet} \quad A_t = 4\Phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

b) *Calcul des espacements des armatures transversales :*

❖ **Calcul des espacements**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_i \cdot h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{min} = 1.8\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5.1.7 Vérification à l'ELU

BAEL91 (Art F.IV.2)

a) Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,34\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  .....BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ .

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	356.995	2.97	3.33	Vérifiée
Secondaires	103.581	0.86	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \cdot$  BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2) \gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	10.65	356.995	104.3139	10.26	10,25	Vérifiée
Secondaires	6.79	103.581	88.1527	2.98	2,97	Vérifiée

**5.1.9 Vérification à l'ELS**

**a) Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau 5.5.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-43.8698	3.39	34183,18	8,86	<b>6.97</b>	<b>15</b>	vérifiée
	Travées	79.1197	3.39	34183,18	8,86	<b>12.67</b>	<b>15</b>	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-23.7425	4.21	40530,57	9,69	<b>3.77</b>	<b>15</b>	vérifiée
	Travées	16.1281	3.39	34183,18	8,86	<b>2.56</b>	<b>15</b>	vérifiée

**b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3)  $L < 8 \text{ m}$

*Poutres principales* :  $\begin{cases} h = 40cm > h_f = 28,44cm \\ A = 9,42cm^2 < A_f = 11,66 cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e \end{cases}$

*Poutres secondaires* :  $\begin{cases} h = 40cm > h_f = 28,44cm \\ A = 8,01cm^2 < A_f = 11,66 cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**c) Schémas de ferrailage des poutres**

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 6.

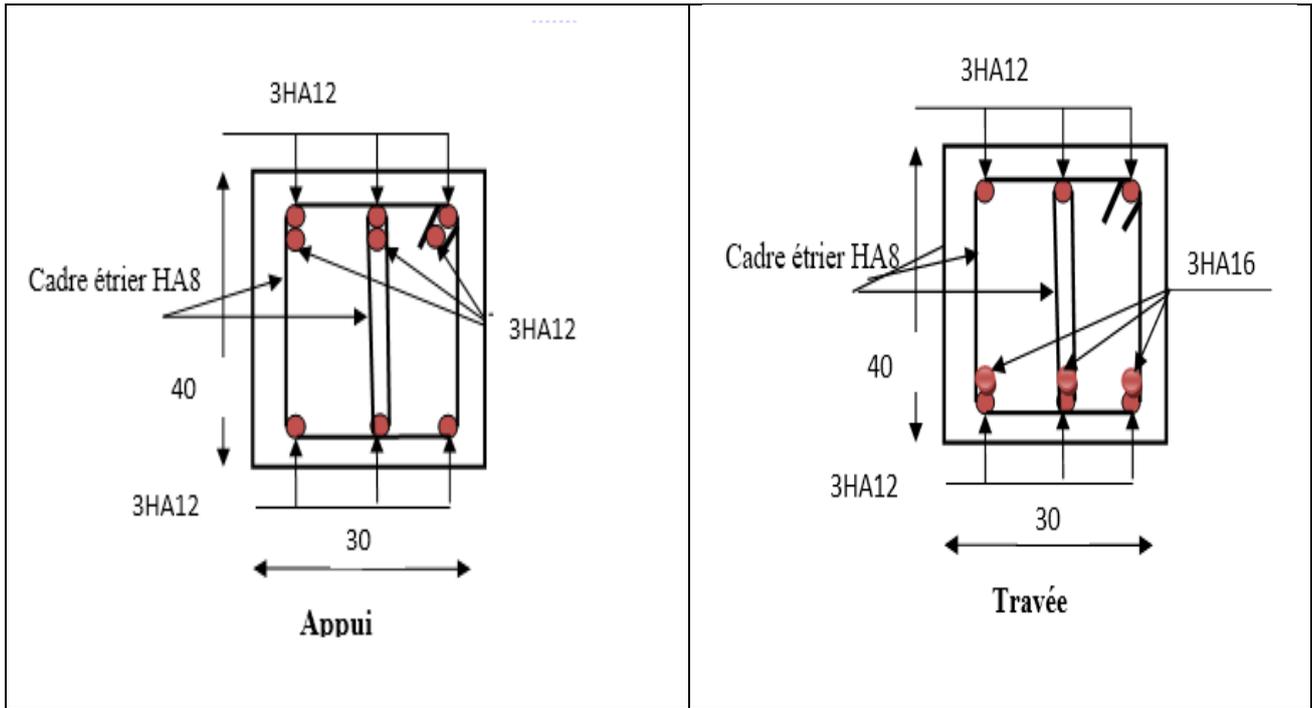


Figure 5.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

5.1 Etude des poteaux

5.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

5.2.2 Recommandations du RPA99 (version 2003)

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).

- $A_{max}$  = 4% de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min}$  = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

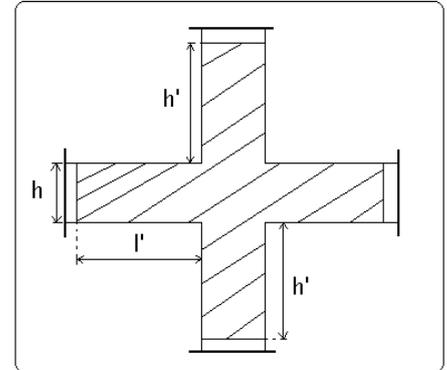


Figure 5.4. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau 5.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
V.S, RDC	60×60	28,8	144	216
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	26,4	132	198
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	24,2	121	181,5
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50×55	22	110	165
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage Et le dernier poteau de la cage d'escalier	45×50	18	90	135

**b) Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

–  $V_u$  :est l'effort tranchant de calcul.

–  $h_1$  :hauteur totale de la section brute.

–  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

–  $\alpha$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

- 2.5 Si  $\lambda_g \geq 5$  ( $\lambda_g$ : l'élancement géométrique),
- 3.75 Si  $\lambda_g < 5$ .

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  :est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%
- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%
- Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

**5.2.3 Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau 5.7.** Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
<b>V. Sanitaire et RDC</b>	2545,992	11,9743	-864,289	21,8577	305,7162	1794,07	203,731
<b>Etages 1 et 2</b>	1938,144	25,047	-363,515	12,1663	138,9357	1407,324	165,196
<b>Etages 3 et 4</b>	1525,099	4,387	28,402	4,61	125,4809	557,198	123,02
<b>Etages 5 et 6</b>	1157,093	6,5348	121,444	20,0352	108,9675	429,94	92,089
<b>Etages 7 et 8</b>	794,169	6,1949	12,225	12,3718	97,2807	364,343	61,611
<b>Etages 9 et 10</b>	437,801	6,3627	-39,09	7,6616	75,4755	148,991	45,88

**5.2.4 Calcul du ferrailage**

**Hypothèses de calcul :**

- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du SOUS SOL, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2545.992KN \rightarrow M_{cor} = 11.9743KN.m (G+Q+Ey)$
- $M_{max} = 305.7162KN.m \rightarrow N_{cor} = 1794.07KN (G+Q+Ey)$
- $N_{min} = -864.289KN \rightarrow M_{cor} = 21.8577KN.m (0.8G+Ey)$

*a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ :*

$d = 0.55m$ ;  $d' = 0.05m$ .

$N = 2545.992KN$

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$M = 11.9743KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.0047m$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.30m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 11.9743 + 2545.992 \times (0.55 - 0.60/2) = 648.47KN.m.$

$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.55 \times 14.2 = 0.76 > [2545.992 \times (0.55 - 0.05) - 648.47] \times 10^{-3} = 0.62$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{648.47 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 18.48} = 0.193$$

$$\mu_{bu} = 0.193 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.271 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 9.41 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.49 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{756.51 \times 10^{-3}}{0.47 \times 400} = 33.09 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 33.09 \times 10^{-4} - \frac{2545.992 \times 10^{-3}}{400} = -29.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**b) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$M = 305.7162 \text{ KN.m, } N = 1794.07 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.17 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 305.7162 + 1794.07(0.55 - 0.60/2) = 754.23 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.55 \times 14.2 = 0.76 > [1794.07 \times (0.55 - 0.05) - 754.23] \times 10^{-3} = 0.142$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 754.23 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.224 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.322 \rightarrow z = 0.47 \text{ m} \rightarrow A_1 = 40.11 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$N = -864.289 \rightarrow M = 21.8577 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.025 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 13.8869 - 864.289 \times (0.55 - 0.60/2) = 202.18 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.55 \times 14.2 = 0.76 > [864.289 \times (0.55 - 0.05) - 202.18] \times 10^{-3} = 0.229$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 202.18 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.06 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.077 \rightarrow z = 0.532 \text{ m} \rightarrow A_1 = 9,48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.8.Ferraillage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
V. Sanitaire et RDC	60×60	S.P.C	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
Etages 1 et 2	60×55	S.P.C	5,1	26,4	30.29	12HA16+4HA14
Etages 3 et 4	55×55	S.P.C	4,2	24,2	26.51	12HA14+4HA16
Etages 5 et 6	55×50	S.P.C	4	22	24,63	16HA14
Etages 7 et 8	50×50	S.P.C	3,8	20	21.61	12HA12+4HA16
Etages 9 et10	50×45	S.P.C	1,13	18	19,73	12HA12+4HA14

### 5.2.4 Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau 5.9 : Calcul des armatures transversales

Sections (cm <sup>2</sup> )	Φ <sup>min</sup> cm	Vd (KN)	Lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	At <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
60×60	1.4	203,731	56	10	15	3,18	2,7	4	8HA8
55×60	1.4	165,196	56	10	15	3,94	1,45	4	8HA8
55×55	1.4	123,02	49,5	10	15	3,15	0,33	4	8HA8
50×55	1.4	92,089	45	10	15	2,59	0,33	4	8HA8
50×50	1.2	61,611	45	10	15	1,16	2,25	4	8HA8
45×50	1.2	45,88	45	10	15	0,96	2,02	4	8HA8

### 5.2.5 Vérifications

#### a) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.10.** Vérification du flambement pour les poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
V.S RDC	2545,992	0,1732	14,185	0,823	0,3364	0,140637	Vérifiée
Etg 1 et 2	1938,144	0,1732	13,96	0,824	0,3074	0,1069	Vérifiée
Etg 3 et 4	1525,099	0,1588	10,53	0,835	0,2809	0,083	Vérifiée
Etg 5 et 6	1157,093	0,1443	12,89	0,828	0,2544	0,0635	Vérifiée
Etg 7 et 8	794,169	0,1443	13,96	0,824	0,2304	0,0438	Vérifiée
Etg 9et10	437,801	0,1443	10,53	0,835	0,2064	0,0238	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes :**

c) Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre sup erieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

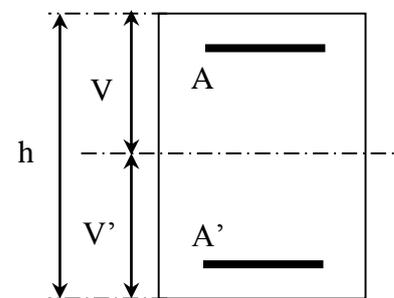
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène) .}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$



**Figure 5.5.** Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50
d (cm)	55	55	50	45	45	45
A' (cm <sup>2</sup> )	15.145	15.145	13.255	12.315	10.805	9.865
A(cm <sup>2</sup> )	15.145	15.145	13.255	12.315	10.805	9.865
V (cm)	36	36	34	25	31	30
V'(cm)	24	24	21	25	19	20
Iyy '(m <sup>4</sup> )	0.014	0.0101	0.0067	0.0087	0.0025	0.0025
N <sup>ser</sup> (MN)	1.699453	1.387367	1.1110063	0.842436	0.578655	0.319748
M <sup>ser</sup> (MN.m)	0,0559141	0,0302276	0,0245278	0,0248508	0,0221758	0,0301672
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (MN.m)	0,1579	0,1135	0,0967	0,0249	0,0569	0,0462
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	<b>5,09</b>	<b>4,49</b>	<b>3,97</b>	<b>3,14</b>	<b>2,55</b>	<b>1,63</b>
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	<b>7,18</b>	<b>6,1</b>	<b>5,54</b>	<b>3,8</b>	<b>3,78</b>	<b>2,8</b>
σ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Obs	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**d) Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol,RDC	6060	245.7	5.85	0.075	54	203.731	0.629	1.875	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	186,2	4,43	0.04	49,5	165,196	0.607	1	vérifiée
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	186,2	4,84	0.04	49,5	123,02	0.452	1	vérifiée
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50×55	186,2	4,84	0.04	45	91,089	0.405	1	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	50×50	186,2	5,32	0,075	40	61,611	0,274	1,875	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> étage	45×50	186,2	5,32	0,075	40,5	45,88	0,252	1,875	vérifiée

e) Vérification des zones nodales :

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

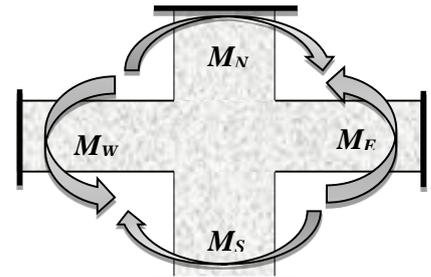


Figure 5.6. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

d.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.13. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
--------	---------------------------	-------	-----------------------------------	-----------------------

<b>Sous-sol, RDC</b>	60×60	54	15,14	284,6
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	55×60	54	15,14	284,6
<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage</b>	55×55	49,5	13,25	228,33
<b>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage</b>	50×55	49,5	12,32	212,14
<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>	50×50	45	10,81	169,49
<b>9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage</b>	45×50	45	9,87	154,44

*d.2. Détermination des moments résistants dans les poutres :*

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

**Tableau 5.14.** Vérification de la zone nodale

<b>Niveau</b>	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	<b>Obs</b>
<b>RDC</b>	284.6	284.6	569.21	133.42	133.42	333.55	<b>vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	284.6	284.6	569.21	133.42	133.42	333.55	<b>vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	284.6	284.6	569.21	133.42	133.42	333.55	<b>vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	228.33	228.33	456.661	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage4</b>	228.33	228.33	456.661	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage5</b>	212.14	212.14	424.28	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage6</b>	212.14	212.14	424.28	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage7</b>	169.49	169.49	338.97	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage8</b>	169.49	169.49	338.97	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage9</b>	154.44	154.44	308.88	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Etage10</b>	154.44	154.44	308.88	85.07	85.07	217.675	<b>vérifiée</b>
<b>Escalier</b>	154.44	154.44	308.88	85.07	85.07	217.675	<b>Vérifiée</b>

**Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

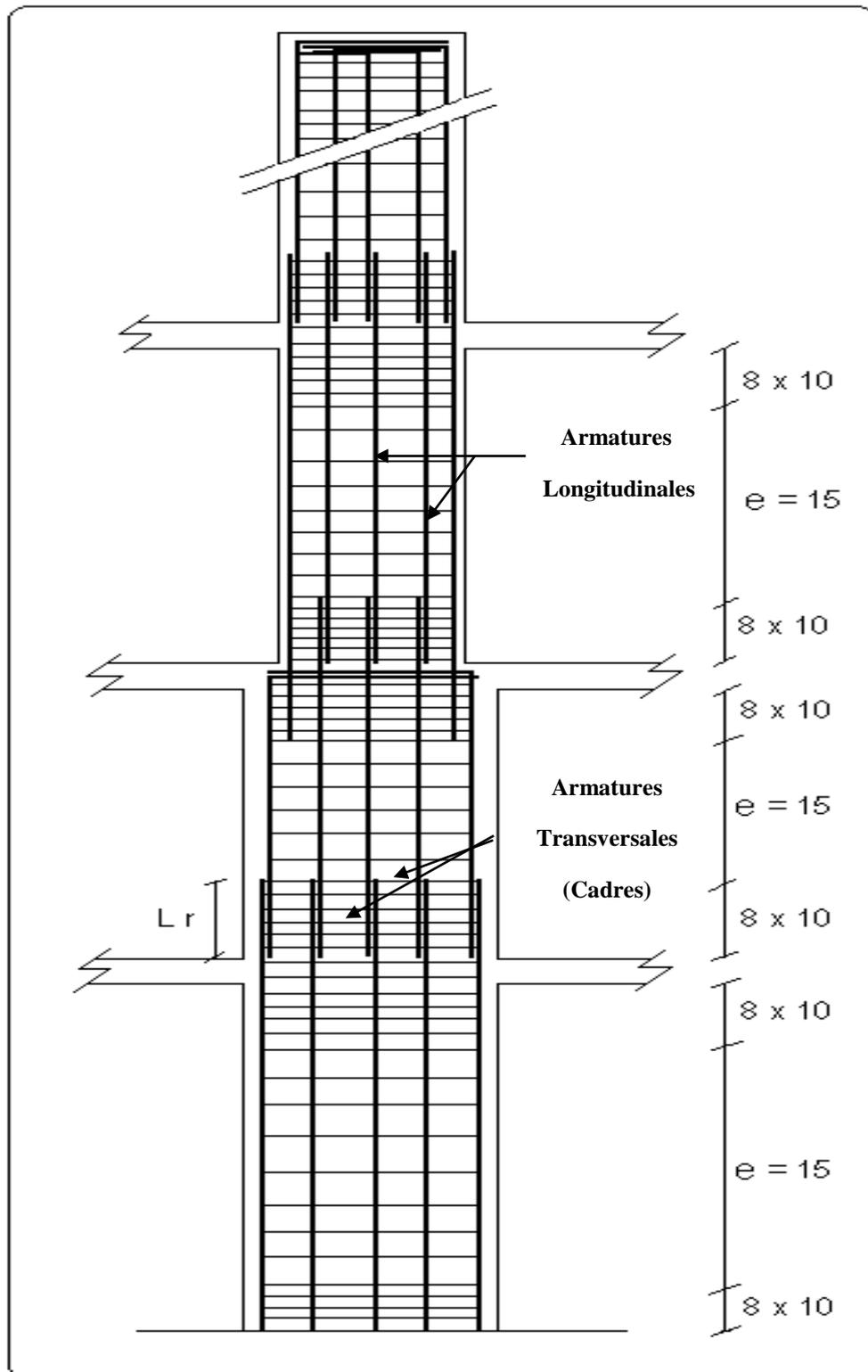
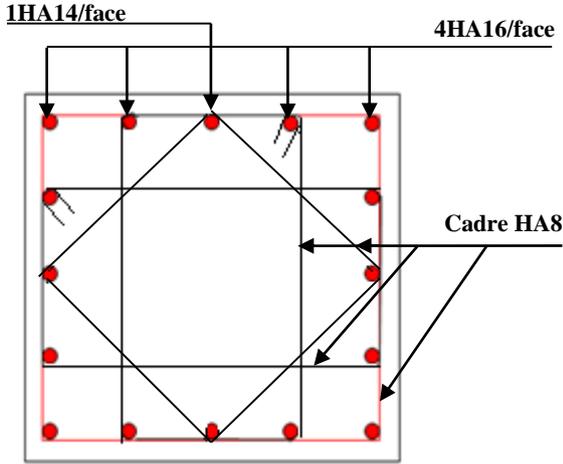
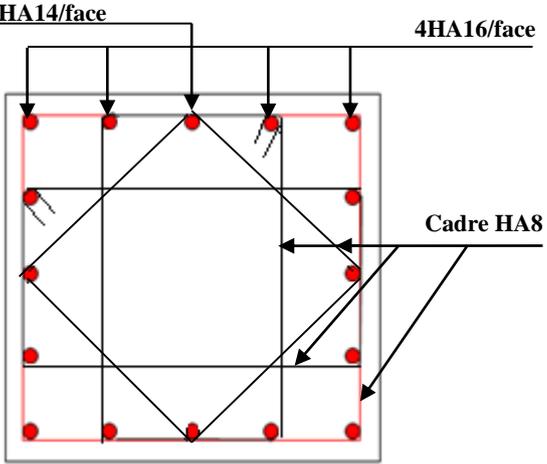
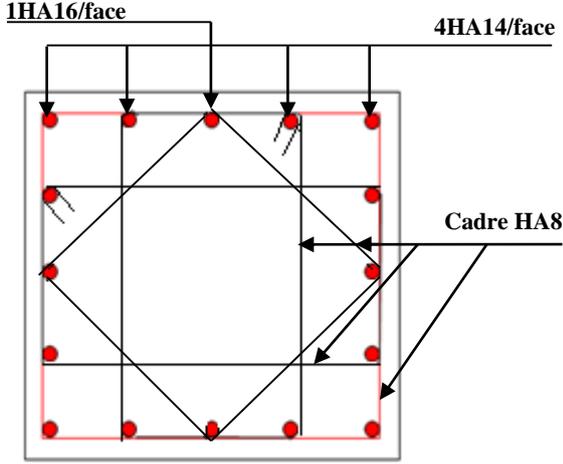
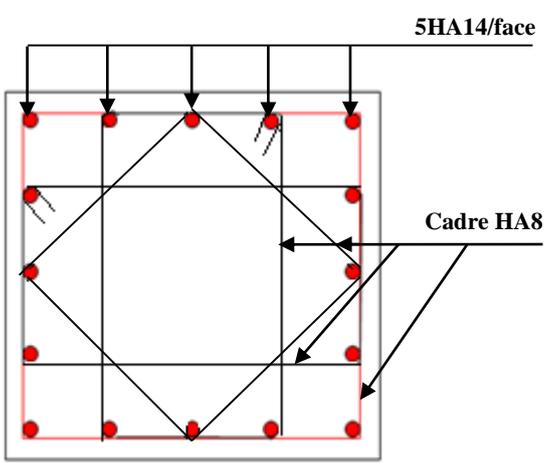


Figure 5.7. Réduction des sections de poteaux

- Schémas de ferrailage :

Tableau 5.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

Sous-sol RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage
	
Poteau (60×60)	Poteau (60×55)
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage
	
Poteau (55×55)	Poteau (55×50)

7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage
<b>Poteau (50×50)</b>	<b>Poteau (50×45)</b>

**5.2 Etude des voiles**

**5.3.1 Introduction**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque Structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \qquad G+Q\pm E \qquad 0.8G\pm E$$

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles (voile simple et voile composé).

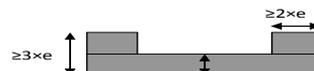


Figure 5.8.Voile simple

Figure 5.9.Voile composé

il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$  -Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

**5.3.2 Recommandation du RPA99**

*a) Armatures verticales*

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes.

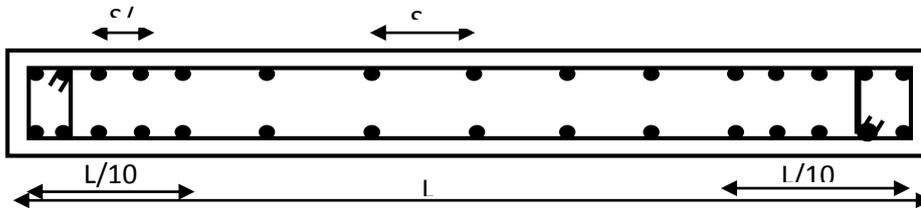


Figure5.10: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

*b) Armatures horizontales*

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

*c) Armatures transversales*

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingle par 1m<sup>2</sup> au moins.

*d) Règles communes :*

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements

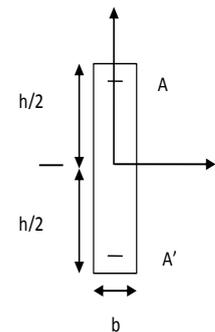
### 5.3.3 Ferrailage des voiles

#### 1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée sur la figure (5-11).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant.



La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

2. **Armatures horizontales** : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

$A_v^{min}/\text{voile}$  : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{calculé}/\text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adopté}/\text{face}$  : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/\text{face}$  : Nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{min}/\text{face}$  : section d'armatures horizontales dans le voile complet.  $A_h^{min} = 0.15 \times b \times h$ .

$A_h^{calculé}/\text{face}$  : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{adopté}/4$ ).

$A_h^{adopté}/\text{face}$  : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{bre}/\text{face}$  : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

## 5.3.4 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau 5.16:** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x2}$  // à  $x-x'$ .

Type	Niveaux	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>x2</sub>	Sous-sol, RDC	1410.94	204.61	256.49	1351.7	382.67	5.70	250.15
	1et 2 <sup>ème</sup> étage	1592.93	68.45	413.86	984.93	617.65	394.01	176.25
	3et 4 <sup>ème</sup> étage	1305.84	72.71	279.47	719.76	417.75	259.84	164.67
	5et 6 <sup>ème</sup> étage	1035.38	62.31	160.46	533.73	294.37	143.69	148.18
	7et 8 <sup>ème</sup> étage	733.168	50.67	73.43	510.94	205.32	50.97	80.64
	9et 10 <sup>ème</sup> étage	404.50	35.40	49.25	280.96	108.42	26.01	51.25

**Tableau 5.17:** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x3}$  // à  $x-x'$ .

Type	Niveaux	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>x3</sub>	Sous-sol, RDC	1031.31	97.47	179.31	503.21	283.76	159.41	299.13
	1et 2 <sup>ème</sup> étage	1187.5	55.416	333.21	758.28	501.25	319.58	179.15
	3et 4 <sup>ème</sup> étage	944.56	17.49	208.16	532.32	327.75	202.52	141.07
	5et 6 <sup>ème</sup> étage	750.595	15.95	119.446	392.93	230.74	114.21	119.32
	7et 8 <sup>ème</sup> étage	535.86	14.98	47.84	274.25	158.58	43.23	73.10
	9et 10 <sup>ème</sup> étage	301.68	1.71	34.62	205.53	72.81	17.42	35.37

Tableau 5.18: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1}$  // à  $y-y'$ .

Type	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Vy1	Sous-sol, RDC	1369.54	285.46	28.46	1369.54	239.87	31.17	509.74
	1et 2 <sup>ème</sup> étage	1592.85	61.96	818.98	873.48	512.95	803.99	429.75
	3et 4 <sup>ème</sup> étage	1334.15	459.51	459.51	1334.15	174.52	445.48	291.78
	5et 6 <sup>ème</sup> étage	1035.01	343.15	343.15	1035.01	160.79	300.11	253.24
	7et 8 <sup>ème</sup> étage	738.97	208.46	208.46	738.97	101.15	152.14	176.68
	9et10 <sup>ème</sup> étage	426.41	181.9	181.9	426.41	21.94	114.41	115.17

Tableau 5.19: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y2}$  // à  $y-y'$ .

Type	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Vy2	Sous-sol, RDC	1197.63	112.36	276.32	451.62	212.16	252.74	382.24
	1et 2 <sup>ème</sup> étage	1284.52	1.5	428.23	726.53	449.5	427.75	269.19
	3et 4 <sup>ème</sup> étage	1017.11	286.21	286.21	1017.11	169.77	284.69	181.34
	5et 6 <sup>ème</sup> étage	807.49	220.16	220.16	807.49	131.77	219.65	160.31
	7et 8 <sup>ème</sup> étage	595.68	117.59	118.45	479.38	71.24	122.79	111.97
	9et10 <sup>ème</sup> étage	361.51	57.71	60.53	297.37	9.30	73.44	78.76

Les tableaux suivant illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de chaque voile dans tous les niveaux :

**Tableau 5.20.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20 × 2	0.20 × 2	0.15 × 2.025	0.15 × 2.025	0.15 × 2.05	0.15 × 2.05
<b>M(KN)</b>	204.61	68.45	72.71	62.31	50.67	35.40
<b>N(KN)</b>	1410.92	1592.93	1305.84	1035.38	733.16	404.50
<b>V (KN)</b>	250.15	176.25	164.67	148.18	80.64	51.25
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0.97	0.76	0.93	0.84	0.45	0.29
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	23.69	23.54	20.48	15.75	10.95	6.64
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.4	5.4	4.11	4.11	4.16	4.16
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	24.48	24.48	20.84	16.68	13.56	9.48
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA16</b>	<b>8HA16</b> + <b>4HA12</b>	<b>8HA14</b> + <b>4HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>
<b>St (cm)</b>	15	15	15	15	15	15
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.35	0.95	0.87	0.78	0.42	0.27
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.26	2.26	1.01	1.01	1.01	1.01
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.21. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 1.8	0.20 × 1.8	0.15 × 1.825	0.15 × 1.825	0.15 × 1.85	0.15 × 1.85
M(KN)	138.118	55.42	17.49	15.95	14.98	1.71
N(KN)	1216.49	1187.5	944.86	750.59	539.86	301.68
V (KN)	299.134	179.15	141.07	119.32	73.10	35.37
$\tau$ (MPa)	1.29	0.77	0.8	0.68	0.41	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20.79	18.39	13.99	11.16	8.11	4.376
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.4	5.4	4.11	4.11	4.16	4.16
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	22.4	22.4	15.9	13.56	9.48	9.48
$N^{bre}$ de barre	<b>8HA16</b> + <b>4HA14</b>	<b>8HA16</b> + <b>4HA14</b>	<b>6HA14</b> + <b>6HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.61	0.97	0.75	0.64	0.38	0.18
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.22.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

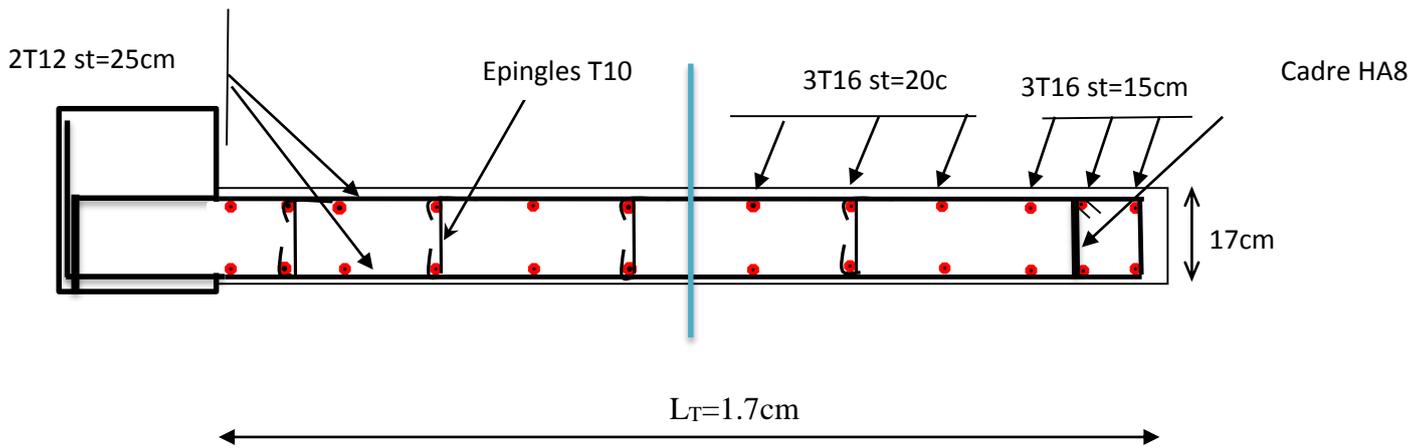
Niveau	Sous-sol, RDC	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.2	0.20×2.225	0.15×2.225	0.15×2.25	0.15×2.25	0.15×2.275
M(KN)	285.46	61.96	459.51	343.15	208.46	181.9
N(KN)	1369.54	1592.85	1334.15	1035.01	738.968	426.41
V (KN)	509.74	429.75	291.19	253.24	176.68	115.17
$\tau$ (MPa)	1.8	2.002	1.36	1.17	0.81	0.52
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	21.98	24.09	24.42	17.98	12.71	8.33
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.6	5.006	5.006	5.0625	5.0625	5.12
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	24.48	24.48	24.48	18.24	13.56	9.48
$N^{bre}$ de barre	<b>12HA16</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA14</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.25	1.87	1.27	1.09	0.76	0.49
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.23.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage	9 et 10 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 1.7	0.20 × 1.725	0.15 × 1.725	0.15 × 1.75	0.15 × 1.75	0.15 × 1.775
M(KN)	112.36	428.23	286.21	220.16	117.59	57.71
N(KN)	1197.63	726.53	1017.01	807.49	595.68	361.51
V (KN)	382.24	269.19	181.34	160.31	111.79	78.76
$\tau$ (MPa)	1.75	1.62	1.09	0.95	0.66	0.46
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	17.45	21.15	18.93	14.81	9.96	5.74
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.1	3.88	5.17	3.93	3.93	3.99
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	18.24	24.48	21.36	15.9	13.56	9.48
$N^{bre}$ de barre	<b>12HA14</b>	<b>12HA16</b>	<b>6HA16</b> + <b>6HA12</b>	<b>6HA14</b> + <b>6HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.18	1.52	1.02	0.89	0.62	0.43
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

### 5.3.5 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x2}$ ) comme exemple









# *Chapitre VI*

## 6.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

## 6.2 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$\begin{aligned} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G+Q \end{aligned}$$

## 6.3 Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

## 6.4 Choix du type de fondation

### 6.4.1 Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V15.  $N = 2147,09 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$  obtenu à l'ELS

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,6} \times \frac{2147,09}{200}} \Rightarrow B \geq 3,28 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,55m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### 6.4.2 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

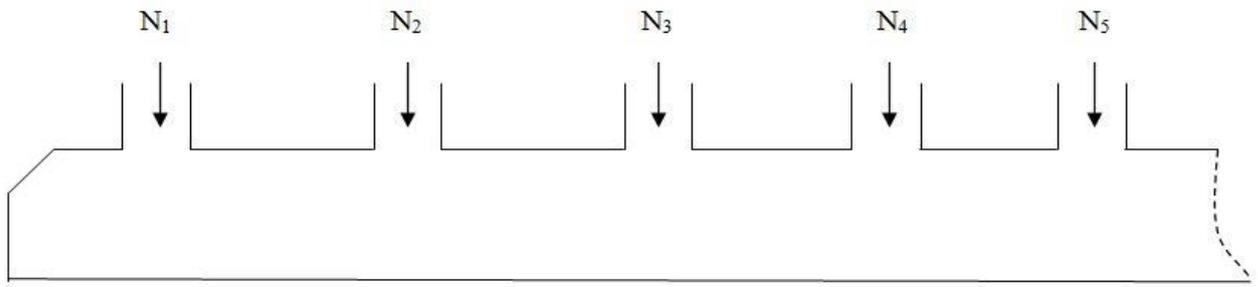


Figure 6.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 2147,09 \text{ KN} ; \quad N_4 = 1956,91 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1593,84 \text{ KN} ; \quad N_5 = 1642,73 \text{ KN} ;$$

$$N_3 = 1645,23 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 8985,8 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8985,8}{200 \times 17,4} = 2,58 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,55m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### 6.5 Etude des fondations



➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{37507,86}{200} = 187,53 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 190 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 65\text{cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30\text{cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 190 \text{ m}^2$

**6.5.1.2 Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **SOCCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8519,6 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 3,62 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 843,9 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 12,76 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 37,50786 \text{ MN} ; M_x = 5,7606894 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 8519,6 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{37,473}{190} + \frac{5,76068}{8519,6} 12,76 = 0,206 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{37,5473}{190} - \frac{5,76068}{8519,6} 12,76 = 0,197 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,206 + 0,197}{4} = 0,201 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 37,50786 \text{ MN} ; M_y = 84,788 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 843,9 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{37,473}{190} + \frac{40,583}{843,9} \times 3,62 = 0,37 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{37,473}{190} - \frac{40,583}{843,9} \times 3,62 = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,28 + 0,023}{4} = 0,283 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

**Remarque**

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

La surface du radier + La surface du débord

$$S = 190 + 30,875 = 220,8 \text{ m}^2 ; I_x = 7787,9 \text{ m}^4 ; X_G = 4,05 \text{ m} ; I_y = 1956,7 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 10,71 \text{ m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

❖ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{37,473}{220,8} + \frac{26,533}{7787,9} \times 10,71 = 0,206 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{37,473}{220,8} - \frac{26,533}{7787,9} \times 10,71 = 0,133 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,206 + 0,133}{4} = 0,187 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{37,473}{220,8} + \frac{24,067}{1956,7} \times 4,05 = 0,22 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{37,473}{220,8} - \frac{24,067}{1956,7} \times 4,05 = 0,127 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,22 + 0,127}{4} = 0,196 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 52359,503 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{52359,503 \times 4,1}{2 \times 211,07} = 508,53 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{508,53 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,2 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

### ❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,65 = 1,25 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,65 = 1,25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_d &= 2,14709 \text{ MN} \leq 0,045 \times 4,70 \times 0,65 \times \frac{25}{1,5} \\ &= 2,43 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

### ➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 211,07 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 3,91 \text{ m}$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 52359,503 \text{ KN} > 1,15 \times 3,91 \times 211,07 \times 10 = 9490,76 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

### ➤ Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

### ❖ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 1583,02 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1062,75 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 52359,503 + 1583,02 + 1062,75 = 55005,273 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{55005,273}{211,07} = 260,6 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,9 - 0,6 = 3,3 \text{ m} ; L_y = 4,1 - 0,6 = 3,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0419 \times 260,6 \times 3,3^2 \\ M_{0y} = 0,8661 \times 118,9 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 118,9 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 102,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 101 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 87,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -59,45 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

**Tableau 6.1.** Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	101	12,37	2,47	13,85	9HA14	10
	Y-Y	87,46	10,62	2,40	10,78	7HA14	15
Appui		- 59,45	7,08	2,47	7,92	7HA12	15

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0,94 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,94}{2} \right) \times 0,3 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N<sub>s</sub> : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 37473,246 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{37473,246}{211,07} = 177,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 94,9 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 86,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 80,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 73,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -47,45 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	80,67	8,32	76998,8	8,72 < 15	Vérifiée	262,07 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	73,3	7,51	63583,44	8,66 < 15	Vérifiée	238,83 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-47,45	6,61	49804,06	6,29 < 15	Vérifiée	262,83 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 6.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	Nbre de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	80,67	0,64	0,465	18,93	20,11	10HA16	10
	y-y	73,3	0,58	0,351	16,46	16,93	11HA14	10
appui		-47,45	0,37	0,299	10,45	11,31	10HA12	10

❖ Vérification des espacements

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

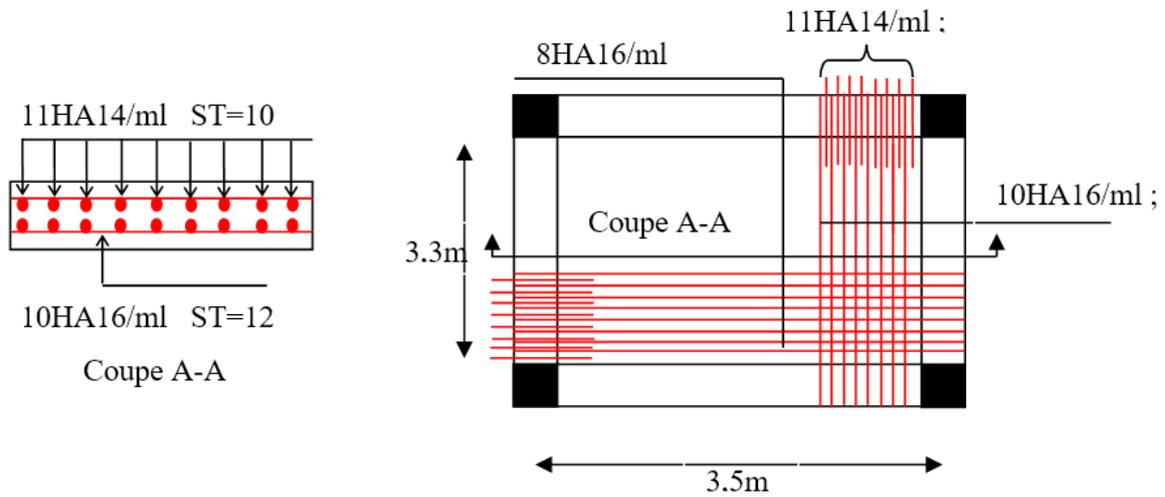


Figure 6.2. Schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage du débord

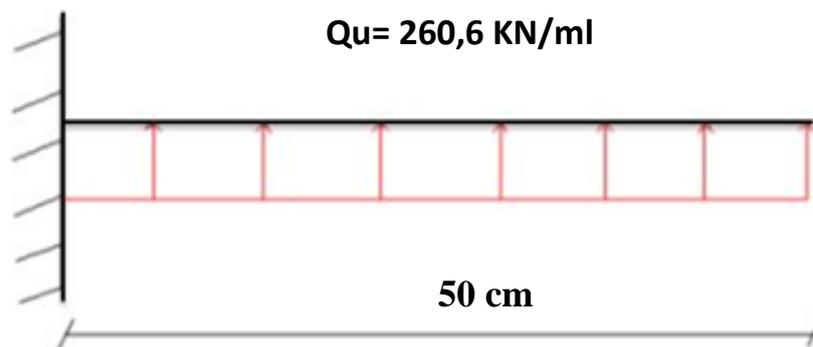


Figure 6.3. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 32,57 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 6.4. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	N <sup>bre</sup> de barres / ml	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r</sub> adop (cm <sup>2</sup> /m)
- 32,57	3,81	2,4	5,65	5HA12	20	1,50	4HA12=4,52

➤ Verifications à l'ELS

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{177,53 \times 0,5^2}{2} = - 22,19 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M <sub>s</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs.
Travée	- 22,19	4,27	12352,56	2,3 < 15	Vérifié e	164,65 > 201,63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

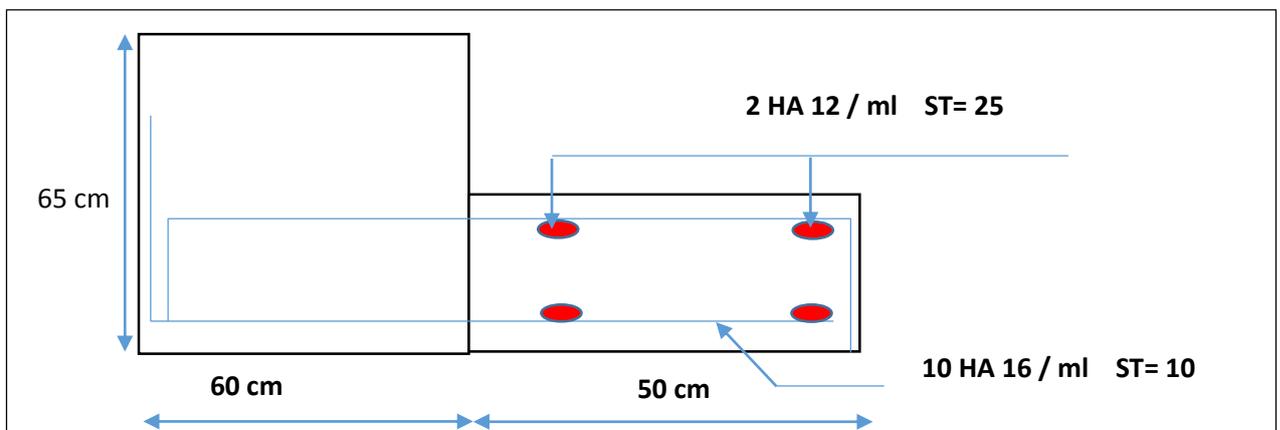


Figure 6.4. Schéma de ferrailage du débord

6.5.1.4. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

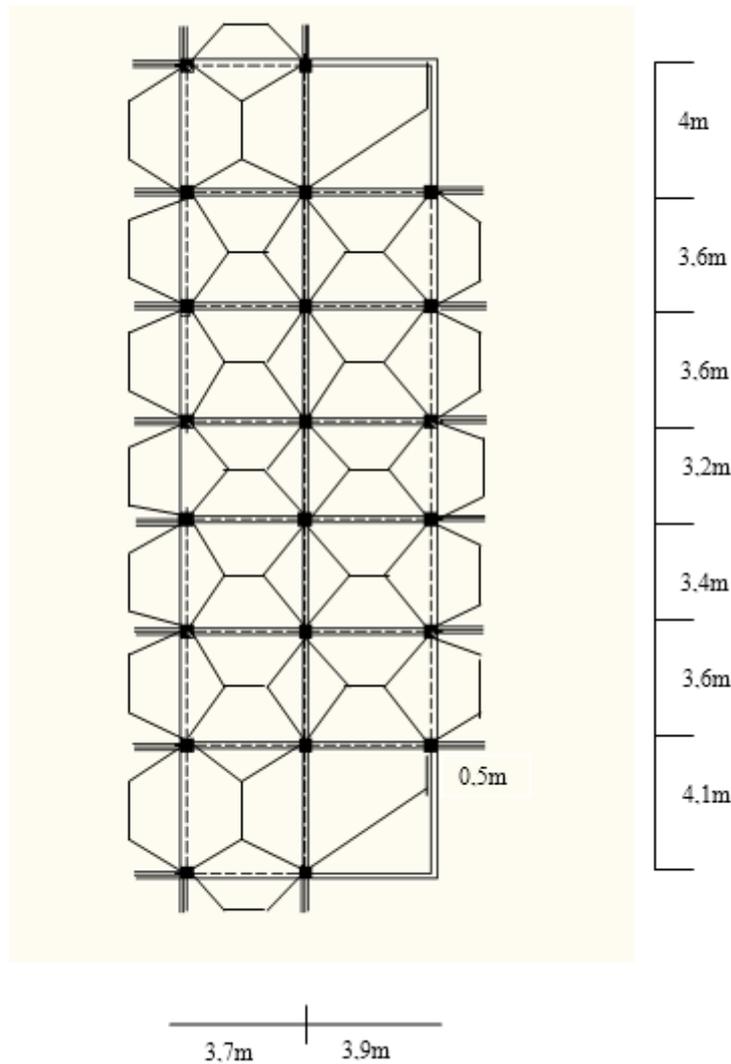


Figure 6.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seul charge triangulaire par travée.}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

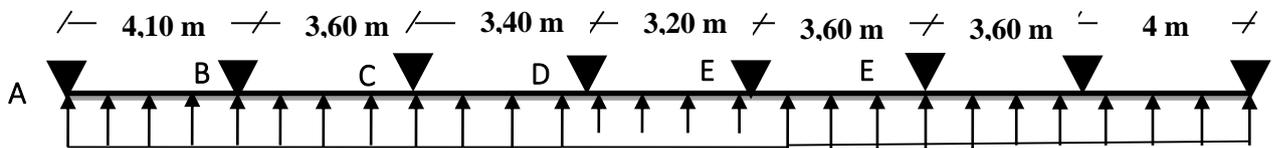
$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Sens Y-Y**



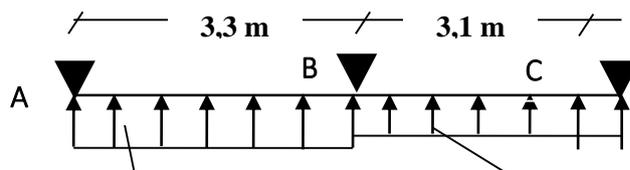
$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 603 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 454,09 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 410,78 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 555,99 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 416,95 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 378,72 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 594,79 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 447,64 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 405,19 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

**Figure 6.6.** Schéma statique de la nervure selon Y-Y

➤ **Sens X-X**



$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 606,613 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 456,31,67 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 413,24 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 598,92 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 450,83 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 408,01 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

**Figure 6.7.** Schéma statique de la nervure selon X-X

• **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableaux 6.6.** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
<b>M<sub>U</sub> (KN.m)</b>	847,039	-924,3146
<b>M<sub>S</sub>(KN.m)</b>	591,4060	-639,2169
<b>V(KN)</b>	1156, 3226	

**Sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.7.** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
<b>M<sub>U</sub> (KN.m)</b>	697,1301	-1026,637
<b>M<sub>S</sub>(KN.m)</b>	474,89	-699, 37
<b>V(KN)</b>	1153,04	

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,6 \text{ m} ; d = 0,6 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,6}{2} \leq \min(1,65 \text{ m} ; 0,26 \text{ m})$$

Donc, b = 1,12 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,6}{2} \leq \min(1,75 \text{ m} ; 0,31 \text{ m})$$

Donc, b = 1,22 m.

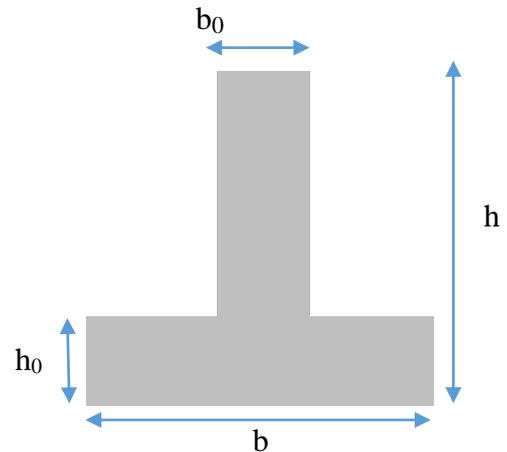


Figure 6.8. Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.8. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	697,1301	55,95	9,8	58,9	12HA25
	Appui	-1026,637	57,57		58,9	12HA25
Y-Y	Travée	847,039	53,12	9,90	58,9	12HA25
	Appui	-924,3146	58,4		58,9	12HA25

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 21,43 ; 55) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 6\phi_8 = 3,02 \text{ cm}^2$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**



6.5.2. Etudes des fondations de l'escalier :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 1029,15KN

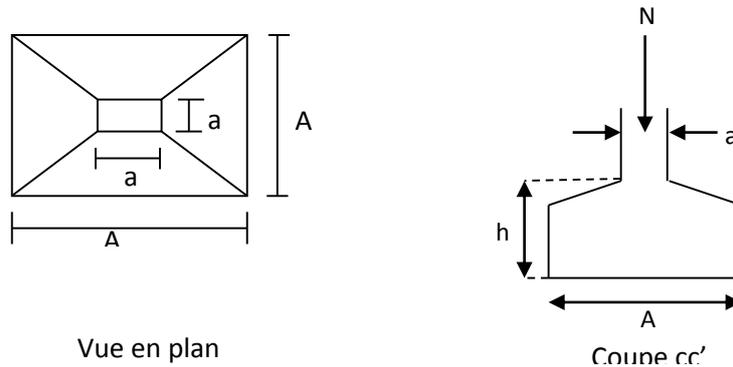


Figure 6.10 : Schéma d'une semelle isolée

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées conviennent parfaitement pour notre donc pas de risque de chevauchement des semelles voisines

❖ Calcul des poteaux de la cage d'escalier

N=1029,15KN

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et pôteau homodhétiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \bar{\sigma}_{sol}}}$$

AN: B = 2,27 m ⇒ A=2,27m.

Donc on prend : (A, B)= (2,5 ; 2,5) m<sup>2</sup>

• Hauteur de la semelle

Pour une semelle rigide on a :

$$d = \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right), h_t = d + 5cm \Rightarrow h_t=50+5=55 \text{ cm.}$$

$$d \geq \frac{2,5-0,6}{4} = 0,475m \text{ On prend } d=50 \text{ cm. Donc}$$

❖ **vérification des contraintes**

- poids propre de la semelle :  $P_s = 25 \times 2,5 \times 2,5 \times 0,55 = 78,12 \text{ KN}$ .

- poids propre de l'avant poteau :  $P_{\text{pot}} = 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 1,5 = 13,52 \text{ KN}$ .

$$N' = N + 1,35 \sum P \Rightarrow N' = 1029,15 + (78,12 + 13,52)$$

$$N' = 1152,87 \text{ KN}.$$

$$\sigma_s = \frac{1,152}{3,91} = 0,295 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \quad \text{c'est vérifié.}$$

➤ **ferraillage des semelles**◆ **à l'ELU**

$$N'_u = 1528,1 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N'(A-a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{1528,1 \times 10^{-3} \times (2,5 - 0,6)}{8 \times 0,5 * 348}$$

$$A_x = 20,85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

◆ **à l'ELS**

$$N_s = 1029,15 + 78,12 + 13,52 = 1120,79 \text{ KN}.$$

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{1120,79 * 10^{-3} * (2,5 - 0,6)}{8 * 0,5 * 348}$$

$$A_x = 15,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul à l'ELU est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2.$$

• **Les longueurs de scellement**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = 40 * \phi = 40 * 1,2 .$$

$$l_s = 48 \text{ cm}.$$

$$A/4 = 210/4 = 52,5 \text{ cm}.$$

$l_s = 48 \text{ cm} < A/4 = 52,5 \text{ cm} \Rightarrow$  toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et doivent comporter des crochets.

➤ Schéma de ferrailage

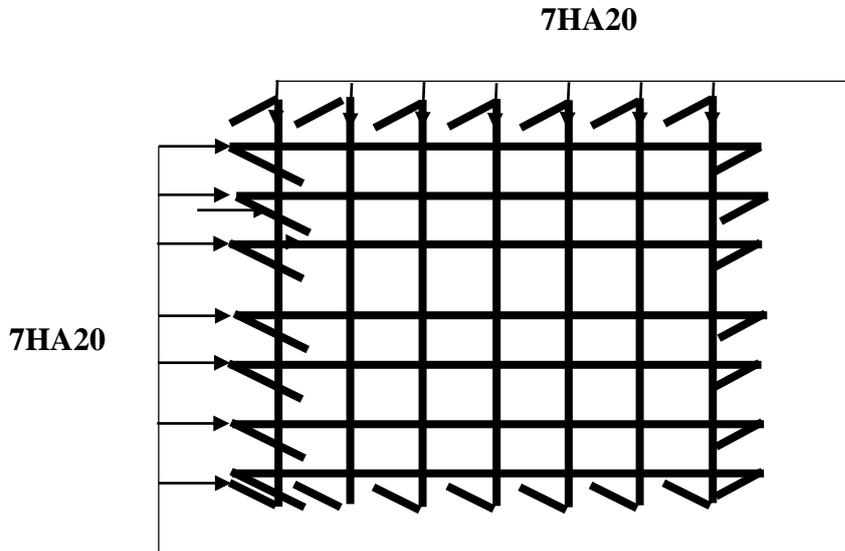


Figure 6.11. Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.

6.6. Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=3.91 \text{ m}$
- Longueur  $L=25,4 \text{ m}$
- Épaisseur  $e=25 \text{ cm}$
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique  $\gamma_h = 20,7 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement :  $\varphi = 22^\circ$

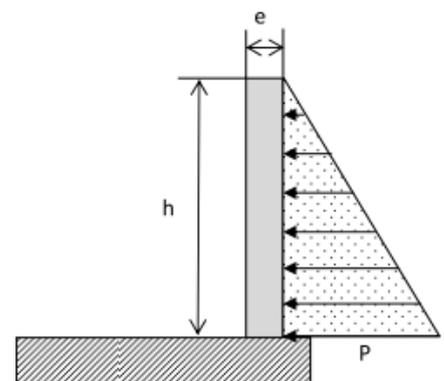


Figure 6.12. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,91 \times 20,7 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 36,82 \text{ KN/m}^2$$

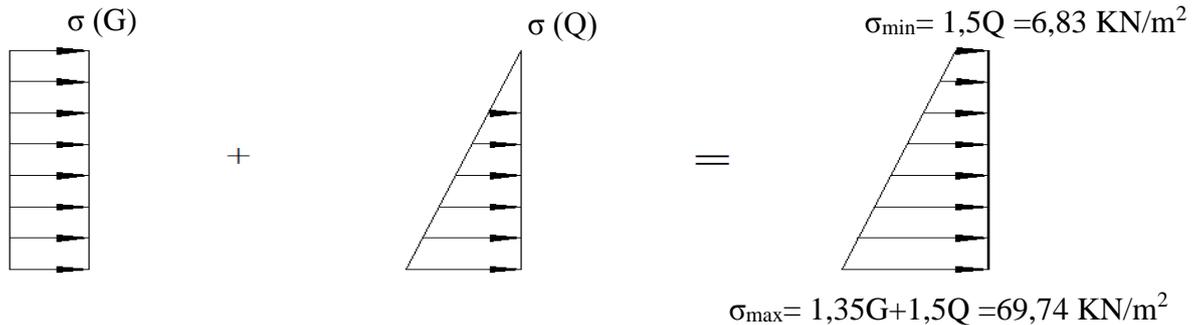
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4,55 \text{ KN/m}^2$$

**6.7.1 Ferrailage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69,74 + 9,84}{4} = 59,94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 59,94 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,91 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,1 \text{ m} \quad e = 0,25 \text{ m}$$

$$\rho = 3,91/5,57 = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0410 \times 59,94 \times 3,91^2 = 37,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8875 \times M_{0x} = 33,34 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 31,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -15,02 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau 6.10. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	31,93	0,056	0,072	0,194	4,72	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	25	0,044	0,056	0,195	3,67	2	4HA12= 4,52
Appui		- 15,02	0,026	0,033	0,197	2,18	2	4HA10=3,14

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$\rho = 0,95 > 0,4$

$e = 25 \text{ cm} > 12$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,95) 100 \times 25 = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{59,94 \times 3,91}{2} \times \frac{4,1^4}{3,91^4 + 4,1^4} = 64,13 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{59,94 \times 4,1}{2} \times \frac{3,91^4}{3,91^4 + 4,1^4} = 55,62 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,95 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_x = 0,9236 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 41,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50,93 + 6,56}{4} = 32,165 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 32,165 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0483 \times 32,165 \times 3,91^2 = 23,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,9236 \times M_{0x} = 21,93 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 20,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 16,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -9,5 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau 6.11. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	20,18	5,04	23260,10	4,37 < 15	Vérifiée	194,69 > 201,63	Vérifiée
	y-y	16,45	4,57	19323,62	3,89 < 15	Vérifiée	197,03 > 201,63	Vérifiée
Appui		9,5	3,89	14186,09	2,6 < 15	Vérifiée	161,82 > 201,63	Vérifiée

on doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

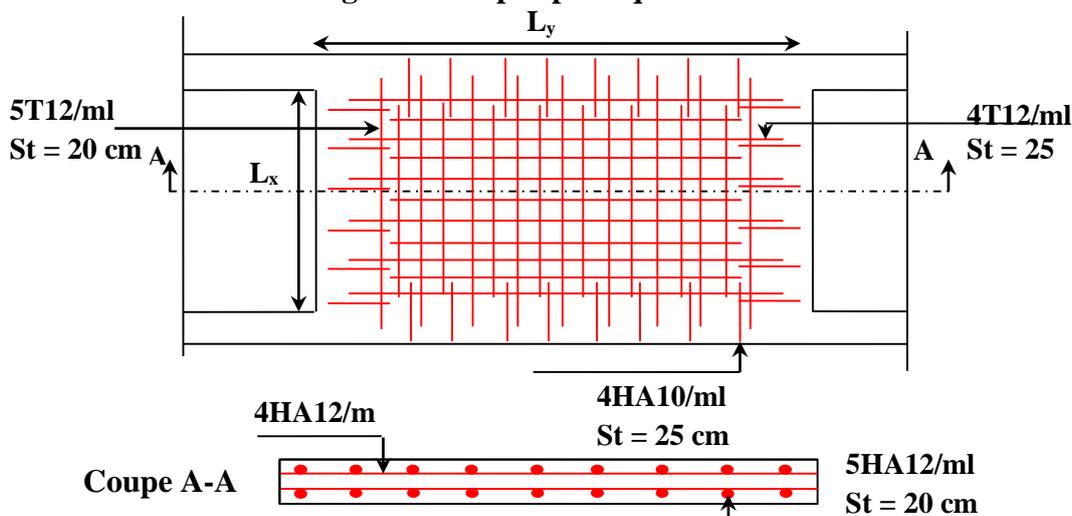


Figure 6.13. Schéma de ferrailage du voile



# **Conclusion**

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis non seulement d'approfondir nos connaissances, de se familiariser avec tous les règlements en vigueur mais aussi la maîtrise d'outils numériques de calcul. Notamment, la prise en compte du logiciel SAP2000 V14 qui nous a été indispensable dans la mesure où cela a permis la concrétisation de nos calculs.

La réalisation de ce mémoire nous a amené à prendre conscience des différentes contraintes et difficultés visant la construction d'un bâtiment dans les règles de l'art.

A partir de notre étude, nous avons abouti aux conclusions suivantes :

- Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit.
- Le nombre important de décrochement a favorisé la présence de torsion.
- L'utilisation de voile aux extrémités du bâtiment a permis de réduire considérablement l'effet de la torsion.
- Les modèles numériques doivent être fidèles au comportement réel de la structure en introduisant tous les éléments de la structure sans en oublier un car la rigidité du model en dépend. En effet, la simulation et le calcul nous ont permis d'observer le comportement de notre ouvrage vis-à-vis des différents types d'actions.
- Dans l'étude des éléments porteurs, le ferrailage des poteaux valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré avec débord est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises pour la réglementation en vigueur.

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# ***Annexes***

## ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE 2

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 8$ 

$\rho = 0,8$

$\frac{v}{v'} \backslash \frac{k}{k'}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de $M_1$	0,0	—	0,270	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,081	0,075
	0,3	0,225	0,188	0,152	0,132	0,119	0,104	0,094	0,086	0,078	0,072	0,068
	0,4	0,203	0,167	0,130	0,112	0,100	0,087	0,077	0,070	0,064	0,059	0,056
	0,5	0,184	0,148	0,110	0,092	0,081	0,070	0,063	0,057	0,052	0,048	0,046
	0,6	0,167	0,131	0,093	0,076	0,066	0,057	0,051	0,046	0,042	0,039	0,037
	0,7	0,150	0,114	0,076	0,060	0,051	0,044	0,039	0,035	0,032	0,030	0,028
	0,8	0,135	0,099	0,061	0,046	0,037	0,031	0,027	0,024	0,022	0,020	0,019
	0,9	0,124	0,088	0,050	0,036	0,027	0,022	0,019	0,017	0,015	0,014	0,013
	1,0	0,113	0,077	0,039	0,026	0,017	0,013	0,011	0,009	0,008	0,007	0,006
Valeurs de $M_2$	0,0	—	0,282	0,217	0,189	0,177	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,179	0,159	0,145	0,125	0,111	0,102	0,091	0,083	0,077
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,095	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,062	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,059	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,059	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,044	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

## ANNEXE 3

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE 4

Rapport d'étude de sol

**III. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :**

Les investigations géotechniques réalisées ont mis en évidence l'existence d'une couche superficielle des remblais hétérogène à matrice argileuse d'âge Quaternaire (actuel) d'une épaisseur de 1,20 m à 3,00 m, reposant sur un faciès des flysch d'âge Crétacé inférieur.

La présente étude conclut la possibilité de construire le projet en question dans les conditions suivantes :

→ Sur la base de l'analyse et l'interprétation des résultats des essais in situ, des essais de laboratoire non préconisés au mètre de fondation superficielle de type radier général :

→ *Pour le Bloc 1* : Assés à partir de 3,00 m de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain en subissant une contrainte admissible de l'ordre de 2,00 bars, sans risque de rupture de sol en place ;

→ *Pour le Bloc 2 (côté Vahag)* : Assés à partir de 4,00 m de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain en adaptant une contrainte admissible de l'ordre de 1,90 bars, sans risque de rupture de sol en place ;

Il est important d'attirer l'attention que la ville de Bejaia est située d'après le RPAS99 version 2003 en zone de sismicité Moyenne (Ia).

Compte tenu du type de sols en place, les précautions suivantes devront être prises pour éviter que les eaux de ruissellement ou autres (assainissement etc...) ne puissent s'infiltrer jusqu'à l'assise des semelles et modifier, à terme, les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise en particulier son module de déformation :

- Les formations (argileuses) présentent une grande sensibilité aux variations de teneur en eau induisant des gonflements et peuvent être le siège de glissement de terrain ;
- Il faut éviter les grands tassements qui entraînent des suppressions de bulbes et prévoir des murs de soutènement, en présence de talus argileux ;
- Le terrain doit être assaini par le pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellement qui sont la cause du gonflement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assise des fonds des fouilles ;
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté ;
- Enlèvement ou élagage de toute végétation de grande consommation d'eau et l'existence de nombreux débris à proximité immédiate des ouvrages projetés.

Enfin, Le Laboratoire Eurl LTPS reste à l'entière disposition du client pour tout autre déblocage ou informations complémentaires concernant cette étude.

L'ingénieur chargé d'étude

T.HAMAS

Laboratoire Eurl LTPS



Clien : SAIGI Mohamed Amegane

Projet : Construction de 04 logements sociaux (sols en R+10+5) Sol (avec locaux commerciaux en RDC et S/Sol)

Date, en : Novembre 2015

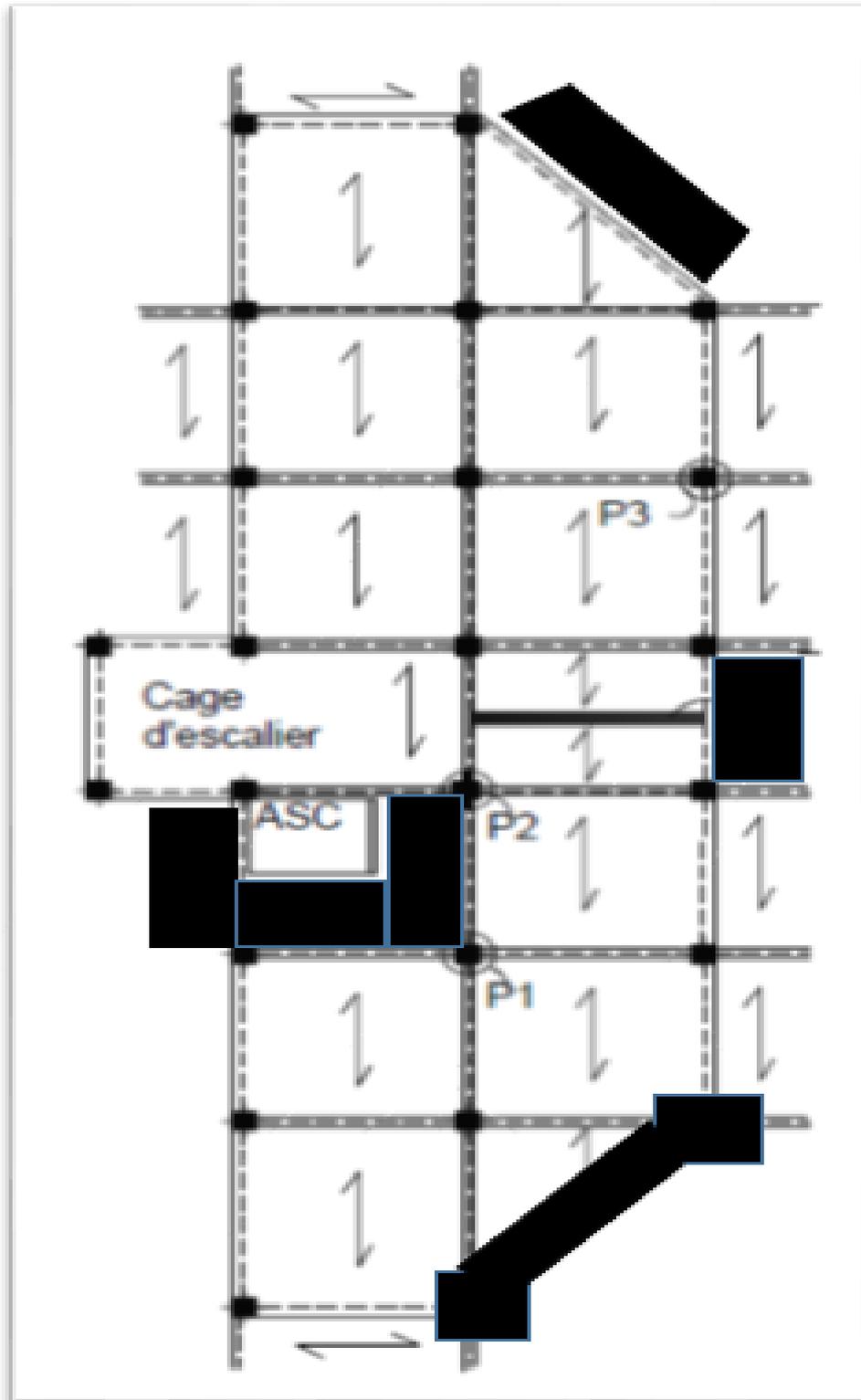
Fa : T.HAMAS

Approuvé par : A. AZZAB

15/16

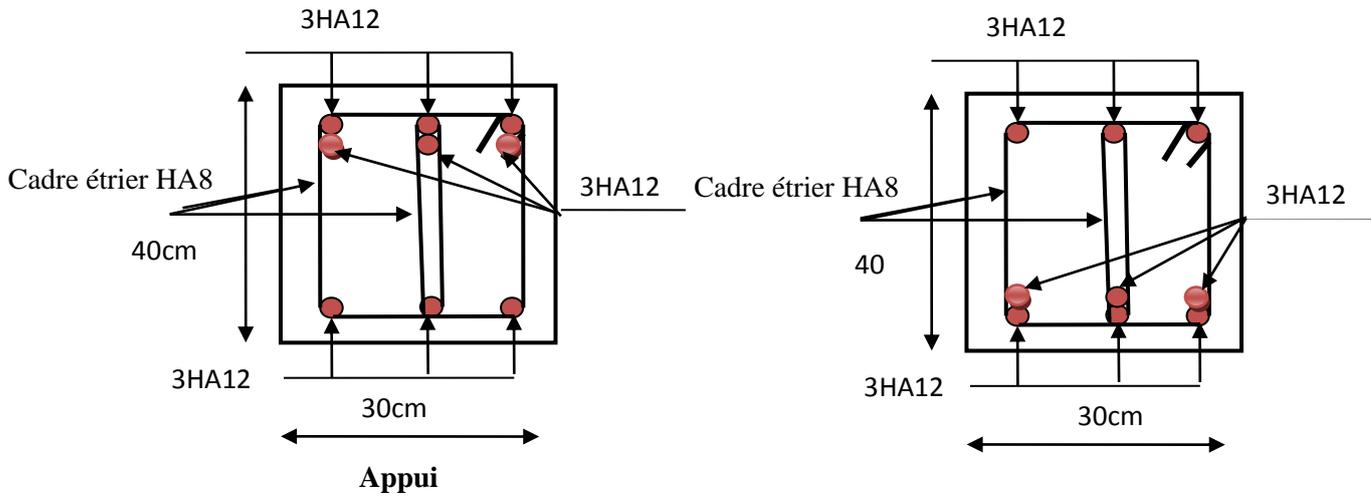
## ANNEXE 5

### Plans de repérage des dalles pleines

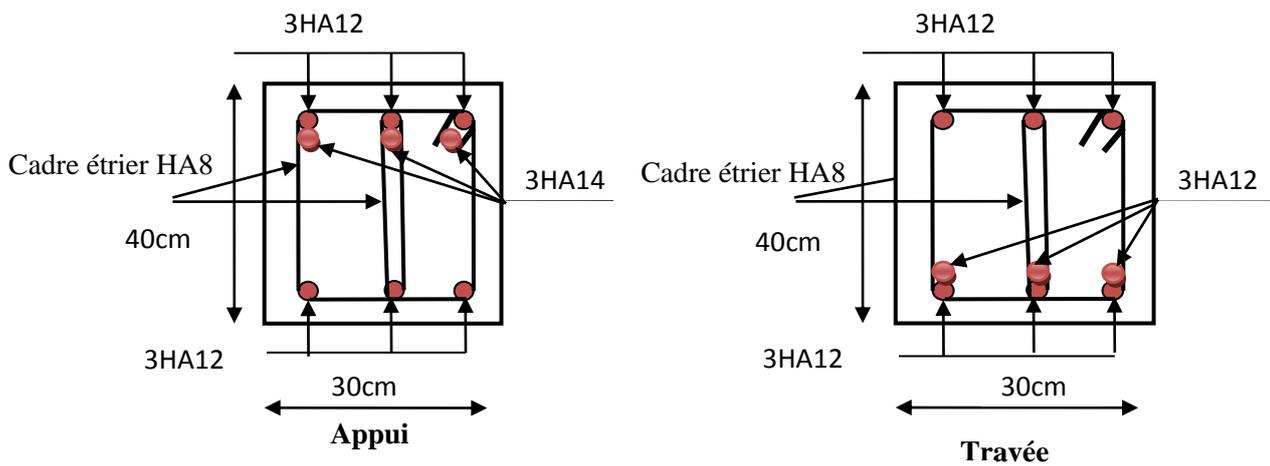


**ANNEXE 6**

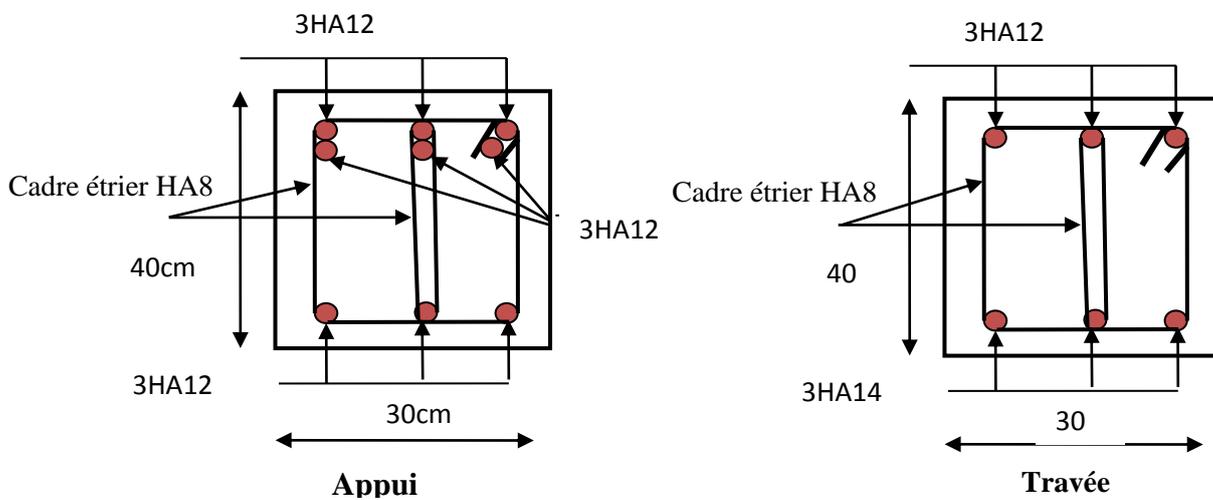
**Schémas de ferrailage des poutres principales (30x40), e = 3cm**



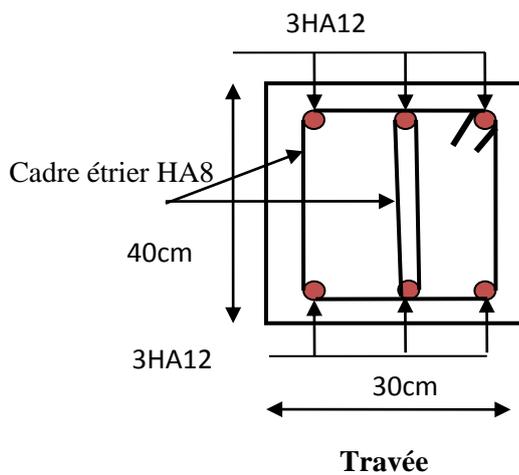
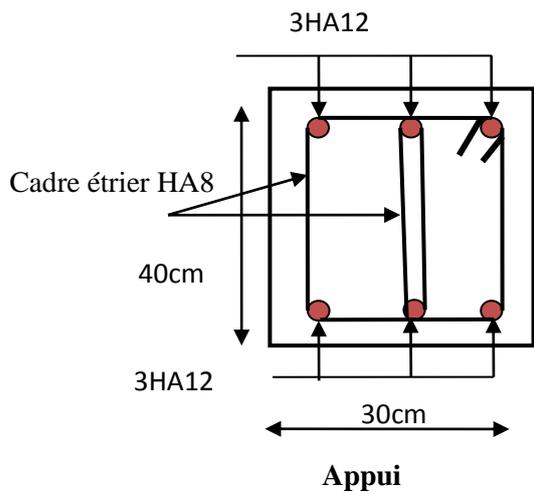
**RDC, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages**



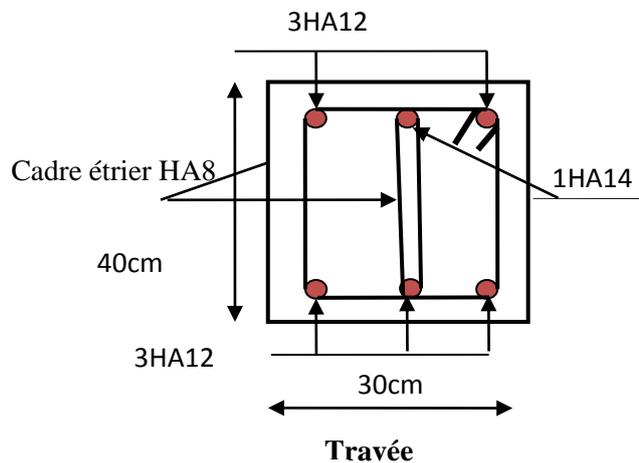
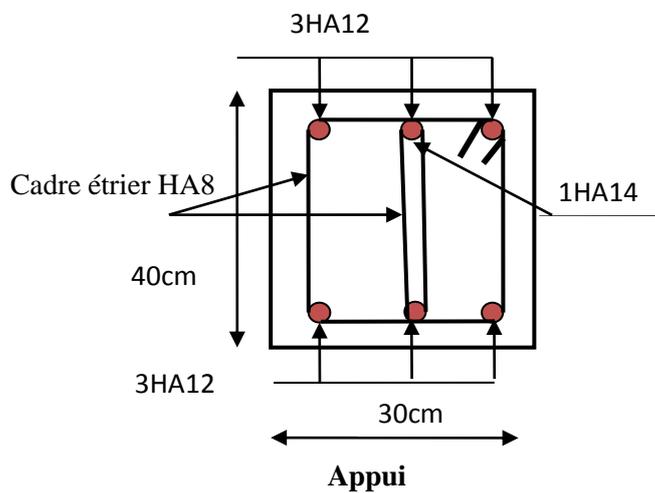
**1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages**



**Etages 6**

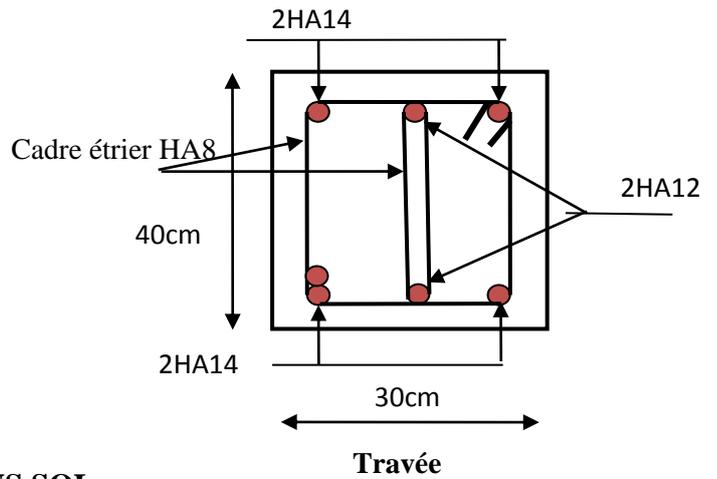
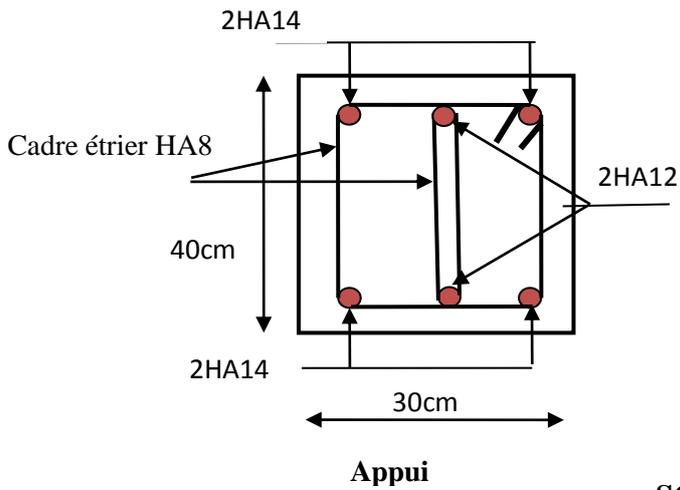


**7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages +cage d'escalier**

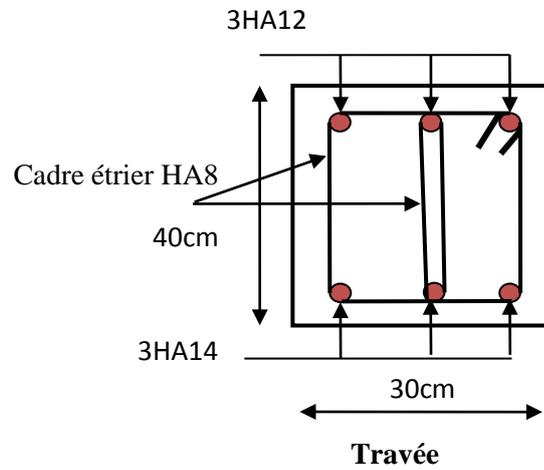
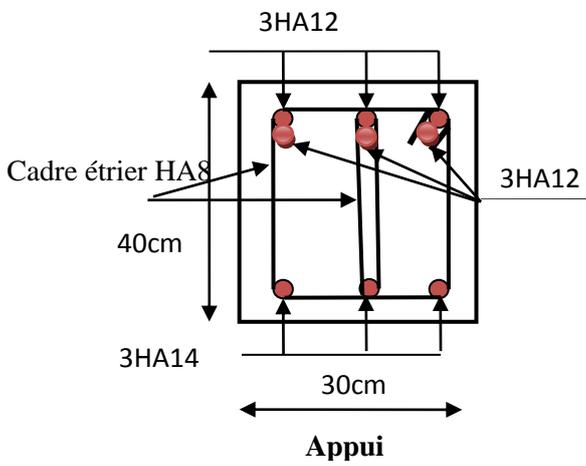


**9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étages**

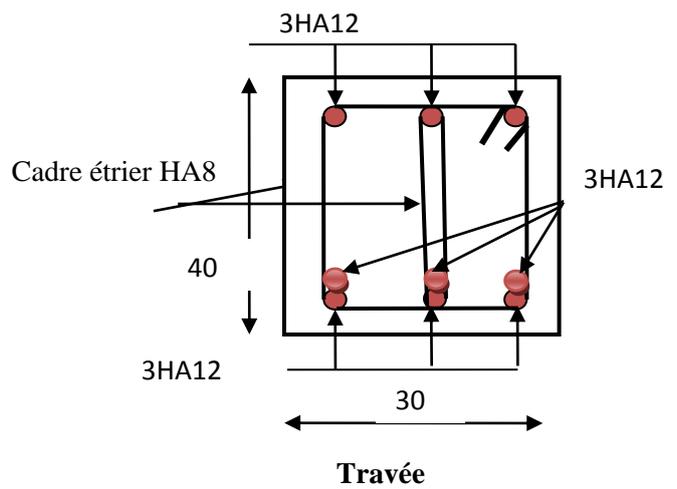
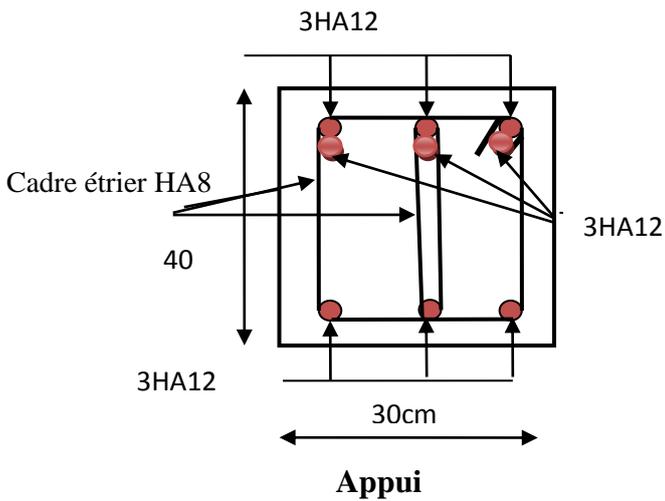
**Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30x40), e = 3cm**



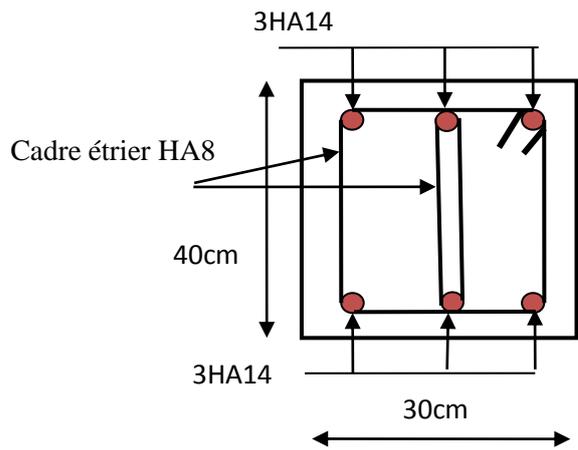
**SOUS SOL**



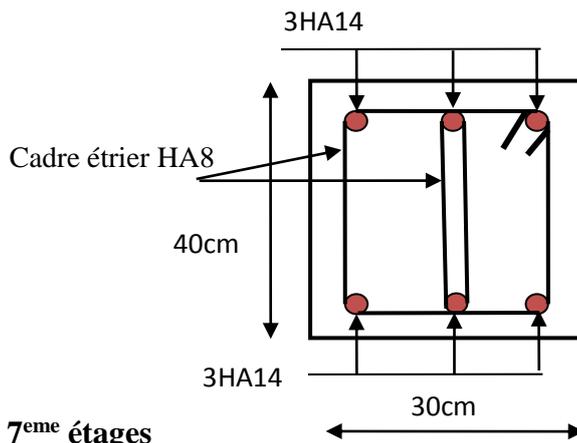
**R D C et 6<sup>ème</sup> étages**



**1,2,3,4 et 5<sup>ème</sup> étages**

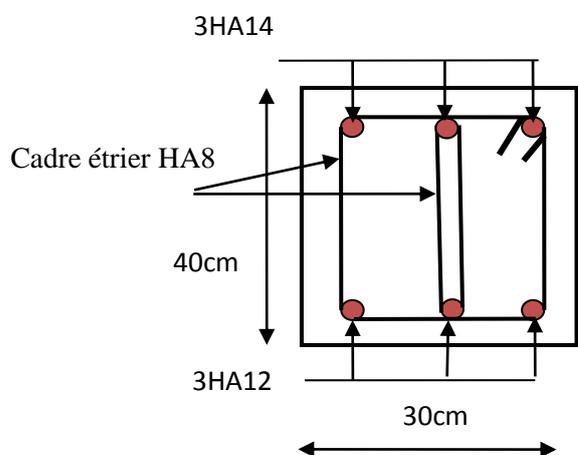


**Appui**

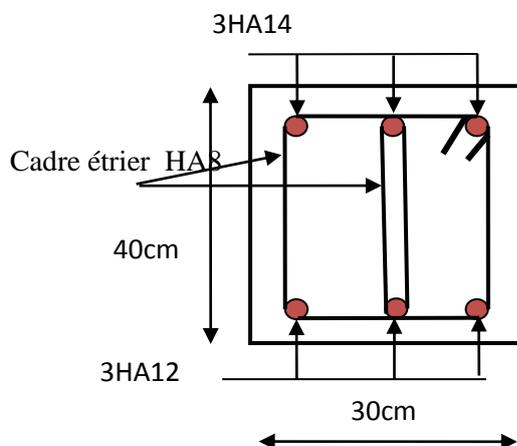


**Travée**

**7<sup>eme</sup> étages**

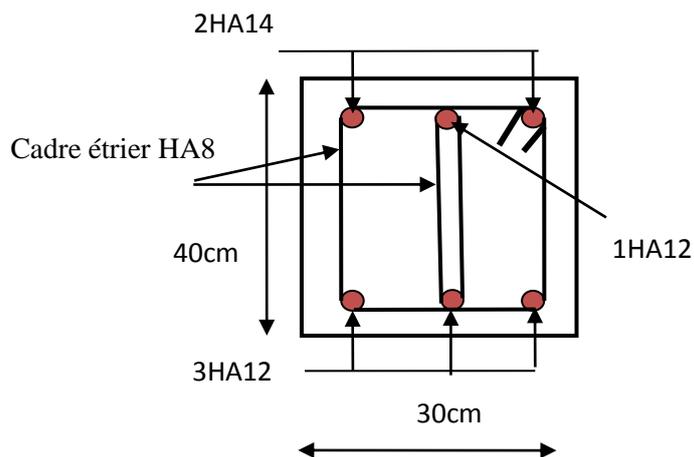


**Appui**

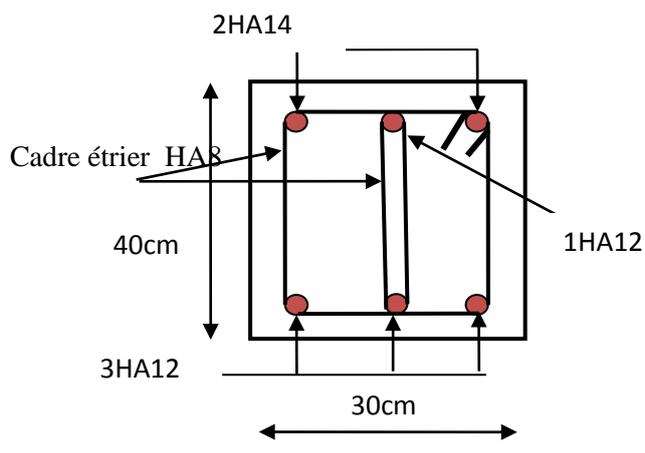


**Travée**

**8<sup>eme</sup> étages**



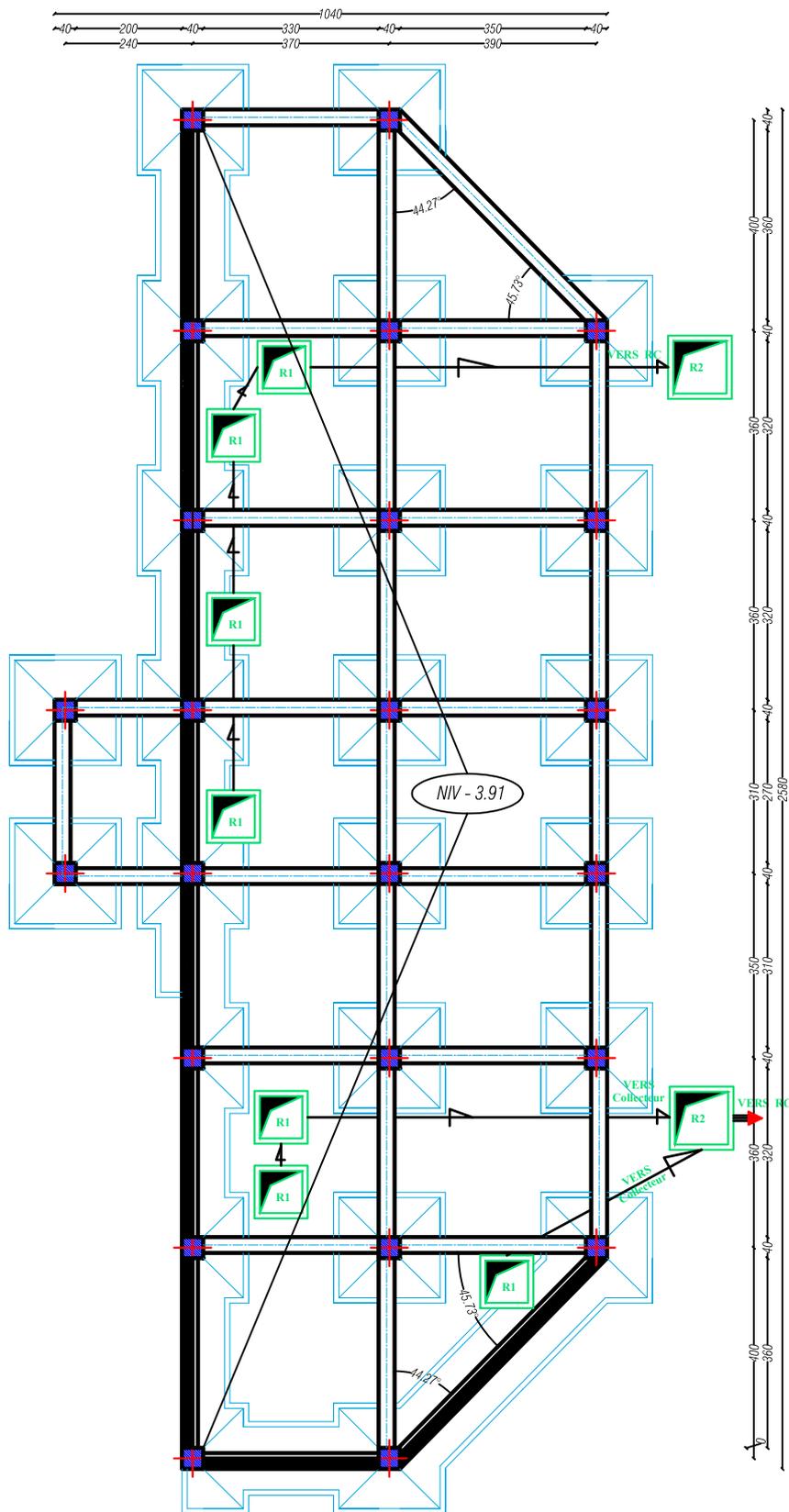
**Appui**



**Travée**

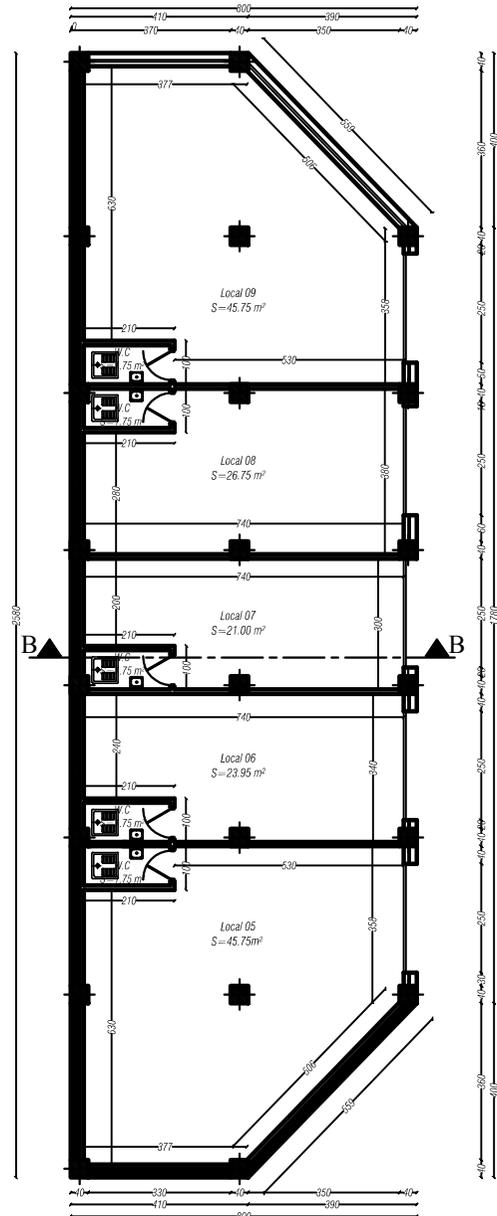
**9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étages+ cage d'escalier**

# *Plan de la Structure*

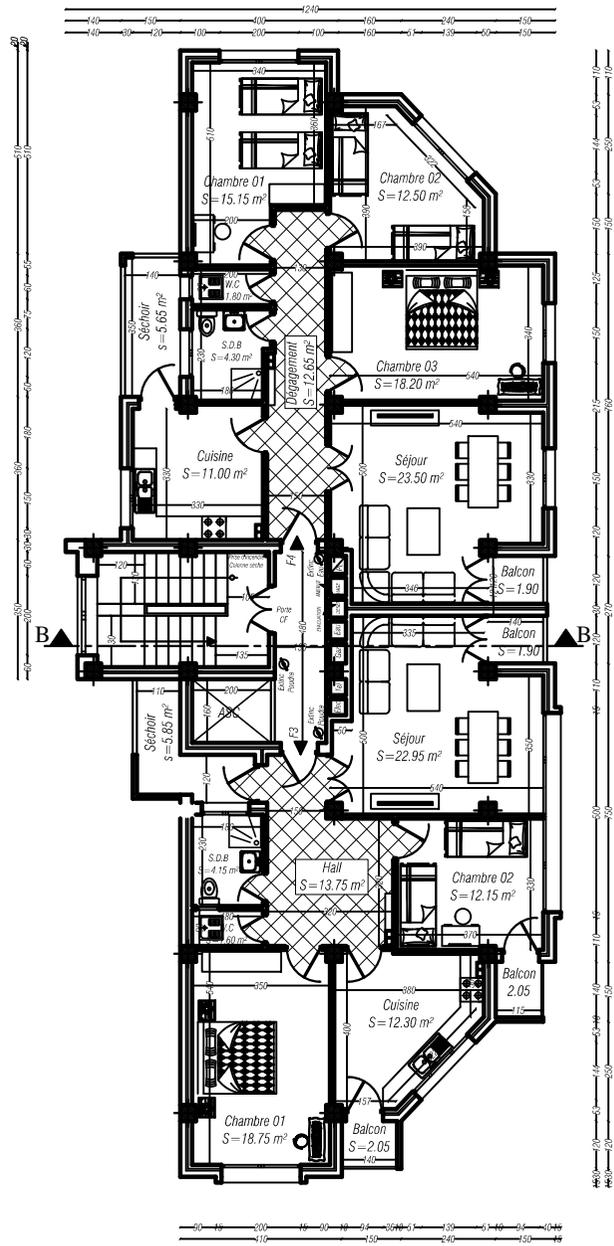


**PLAN DE FONDATIONS**  
**ECH: 1/50**

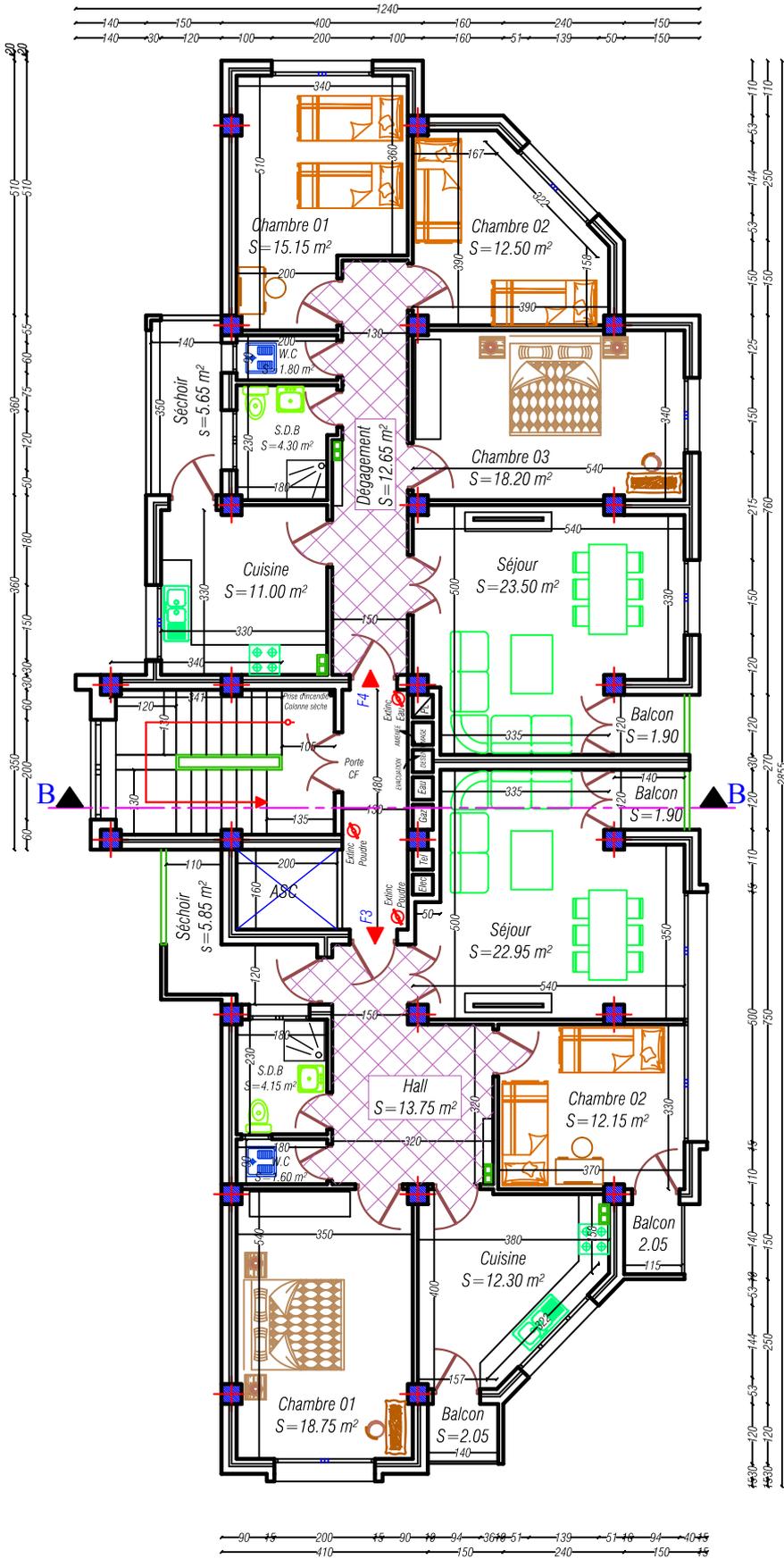
PLAN SOUS/SOL  
ECH: 1/50



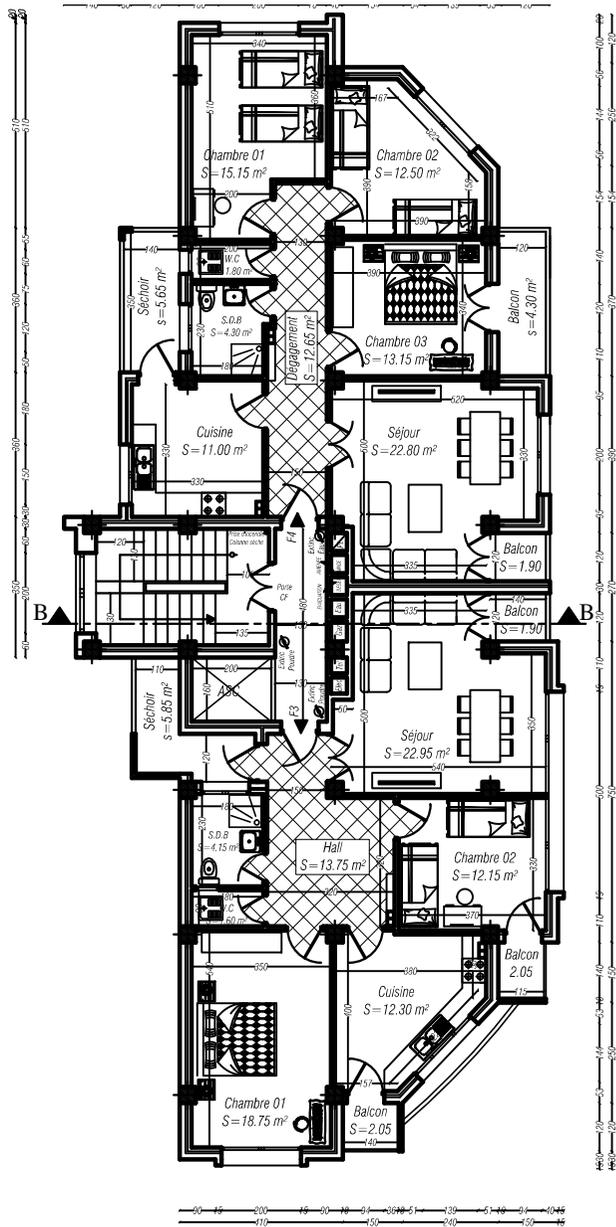




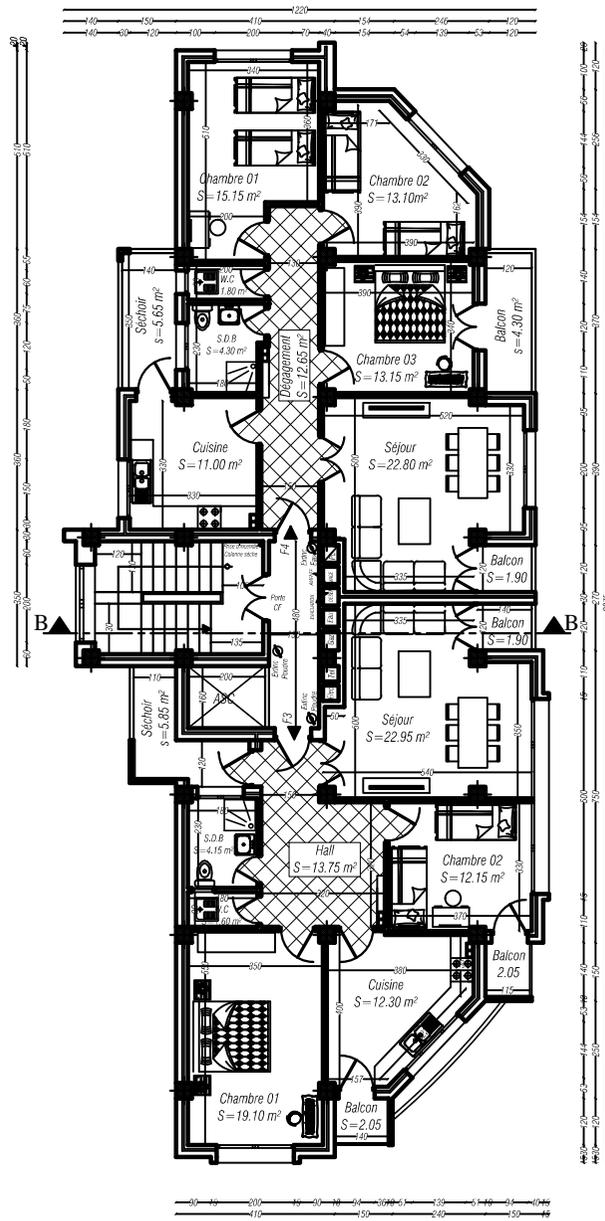
PLAN 1er et 2ème ETAGE  
ECH: 1/50



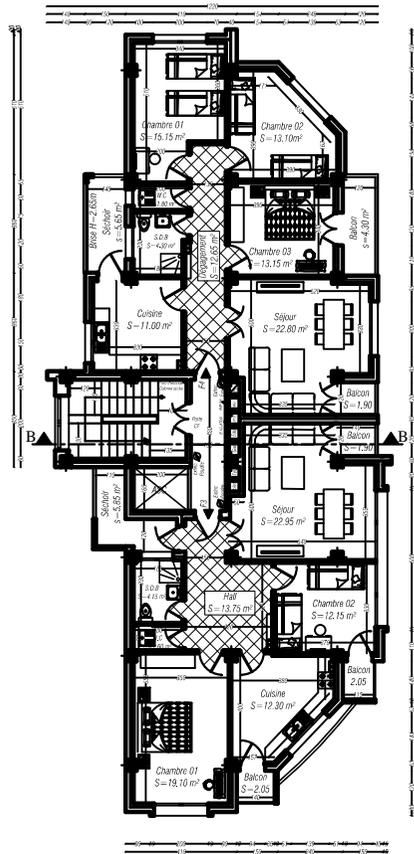
**PLAN 3<sup>ème</sup> ETAGE**  
**ECH: 1/50**



PLAN 4,5et 6 éme ETAGE  
ECH: 1/50

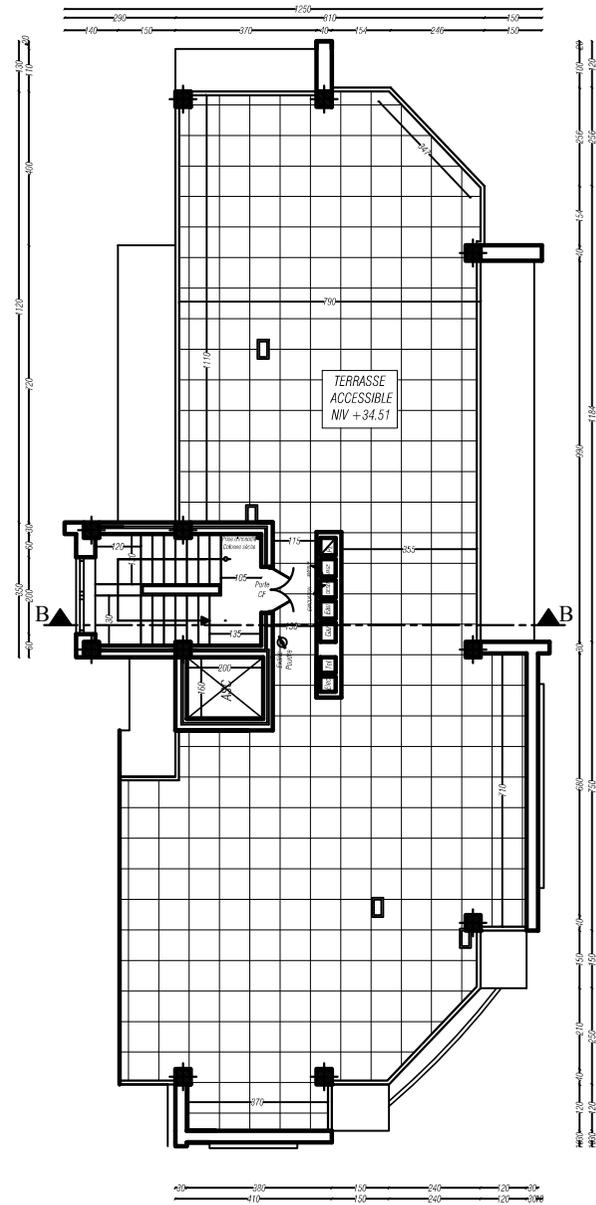


PLAN 7<sup>ème</sup> ETAGE  
 ECH: 1/50

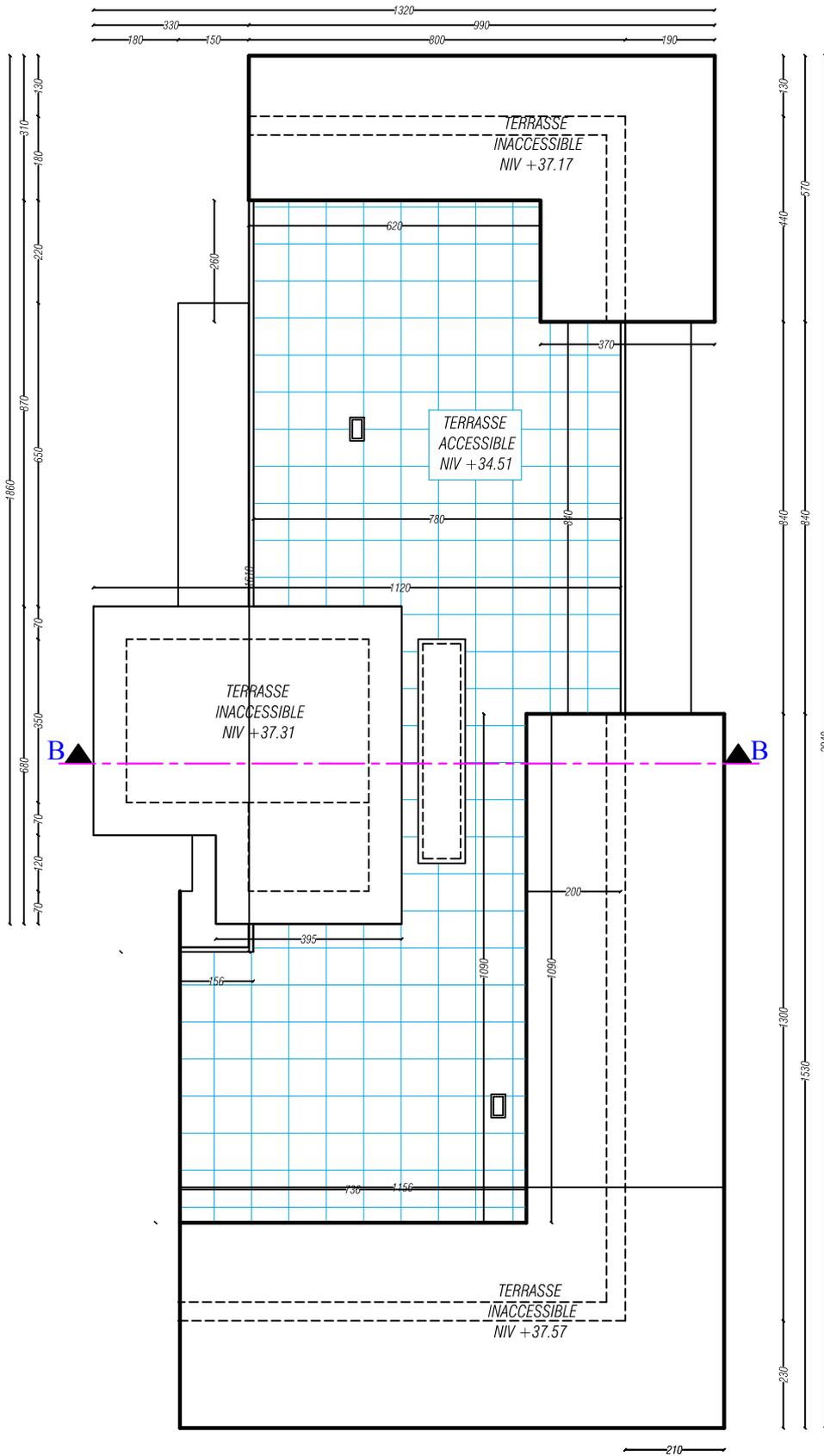


PLAN 8et 9 éme ETAGE  
 ECH: 1/50





PLAN DE TERRASSE  
ECH: 1/50



PLAN DE TOITURE  
ECH: 1/50



FACADE SUR ROUTE BOUHLOU ECH: 1/50

