

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

Mémoire Mémoire

Pour Obtenir le titre de Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation +4Entre-sol & 2 Sous-sol
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r : Bellache Sofiane
M^r : Balit Messaoud
M^r : Slimani Sofiane

Encadreur :

M^{me} . AREZKI

Jury:

M^r A. BOUKELLOUDA
M^{me} S.OURABAH

Promotion 2012-2013

Remerciement

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout le parcours des études. Sans oublier notre promotrice M^{me} Arezki de nous avoir accepté et encadré et M^{me} Bellache .S qui nous a accueilli dans son bureau d'étude et qui nous a aidé durant notre travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL, pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury M^r Boukellouda et M^{me} Ourabah qui ont accepté de juger notre travail.

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant toutes mes études et pour leurs sacrifices ;*
- *Mes frères : Kaci et Hamou ;*
- *Ma sœur : Thanina ;*
- *Ma famille : Mes chers grands-parents, à l'hommage de ma grand-mère et mon grand-père qu'ils reposent en paix, mes chères tantes mes cousins, mes cousines.*
- *Mon binôme et ami Bellache.S et mon trinôme Slïmani Sofiane ;*
- *Tous mes amis et amies ;*
- *Sans oublier toute la promotion génie civil 2012/2013.*

B. Messaoud.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma grand-mère ; à la mémoire de mes grand parents qu'ils reposent en paix ;*
- *Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et leurs sacrifices ;*
- *Mes frères : Abderrazak & Karim ;*
- *Mes sœurs : Nora et ses filles, Meliha ;*
- *Mon binôme et ami B.Messaoud et mon trinôme S.Sofiane ;*
- *Tout mes amis et amies ;*
- *Sans oublier toute la promotion génie civil 2012/2013*

S.Bellache

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents aux quels je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers leurs soutien incessant, leurs patience, et leurs sacrifices .

A mon frère .

A mes sœurs et leurs enfants .

A tout mes cousins et cousines.

A mon binôme B.Messaoud et mon trinômes B.sofiane

Tout mes amis et amies.

Toute la promotion génie civil 2012/2013.

Slïmani Sofiane.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.2.2. Caractéristiques des éléments de l'ouvrage	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux et contraintes admissibles	4
I.3.1. Béton	4
I.3.2. Acier	5
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	7
II.2. Descente des charges	7
II.3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires	11
II.3.1. Les planchers	11
II.3.1.1. Planchers à corps creux	11
II.3.1.2. Dalles pleines	13
II.3.2. L'acrotère	15
II.3.3. Les escaliers	15
II.3.4. L'ascenseur	18
II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux	18
II.4.1. Les poutres	18
II.4.2. Les voiles	20
II.4.3. Les poteaux	21
II.5. Conclusion	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	36
III.2. Etude de l'acrotère	36
III.2.1. Ferrailage de l'acrotère.....	36
III.2.2. Vérification des contraintes	39
III.3. Etude des planchers	41
III.3.1. Les plancher à corps creux	41
III.3.1.1. Méthodes de calcul des poutrelles	41
III.3.1.2. Etude des poutrelles.....	44
III.3.2. Les dalles pleines.....	63
III.3.2.1. Dalles pleines des balcons (sur trois appuis).....	63
III.3.2.2. Etude des dalles pleines du parking (sur 04 appuis).....	67
III.3.2.3. Etude de la dalle de l'ascenseur	75
III.4. Eude des escaliers.....	82
III.4.1. Etude du 1 ^{er} type d'escalier	82
III.4.2. Calcul du deuxième palier (dalle sur trois appuis)	85
III.4.3. Etude de la poutre palière	89
III.4.3.1. Calcul à la flexion simple	89
III.4.3.2. Calcul à la torsion	91
III.4.4. Etude du 2 ^{er} type Escalier (balancé)	93

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	101
IV.2. Méthodes de calcul	101
IV.2.1. Méthode statique équivalente	101
IV.2.2. Les méthodes dynamiques	104
IV.3. Description du logiciel SAP 2000	106

IV.3.1. La disposition des voiles adoptée	106
IV.3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses	106
IV.3.3. Interaction voiles-portique	108
IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	110
IV.3.5. Calcul des déplacements	110
IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	111
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	112
IV.5. conclusion	113
 CHAPITRE V : Etude des éléments principaux	
V.1. Introduction	114
V.2. Étude des poteaux.....	114
V.2.1.Recommandations du RPA99/2003(Article 7.4.2.1)	114
V.2.2. Ferrailage des poteaux.....	117
V.2.3. Vérifications	118
V.2.4.Disposition constructive des poteaux	121
V.2.5.Schéma de ferrailage des poteaux	121
V.3.Etude des poutres.....	122
V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003	123
V.3.1.1. Ferrailage.....	123
V.3.2.Recommandation de BAEL	123
V.3.3.Ferrailages des poutres	124
V.3.4. Vérifications (BAEL91)	126
V.3.5.Vérification des zones nodales	128
V.3.6. Schéma de ferrailage	130
V.4. Etude des voiles	131
V.4.1. Introduction	131

V.4.2. Recommandation du RPA 99/2003	132
V.4.3. Ferrailage des voiles	133
V.4.4. Exemple de ferrailage du voile.....	136

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction	137
VI.2. Choix de type de fondations	137
VI.2.1. Semelle isolée.....	137
VI.2.2. Semelles filantes	138
VI.2.3. Radier général	139
VI.2.3.1. Pré dimensionnement	139
VI.2.3.2. Vérifications nécessaires	140
VI.3. Ferrailage du radier	142
VI.3.1. Calcul des sollicitations.....	142
VI.3.2. Vérification à l'ELU	144
VI.3.3. Vérification à l'ELS	144
VI.3.4. Schéma de ferrailage du radier.....	145
VI.4. Les sollicitations sur les nervures.....	146
VI.5. Ferrailage	148
VI.5.1. Vérification des contraintes	148
VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant	149
VI.5.3. Armatures transversales	149

VI.5.4. Espacement des aciers transversaux	149
VI.5.5. Schémas de ferrailage des nervures	149
VI.6. Voile périphérique	150
VI.6.1. Introduction	150
VI.6.2. Dimensionnement des voiles	150
VI.6.3. Caractéristiques du sol	150
VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges	150
VI.6.5. Ferrailage du voile	151
VI.6.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique	154
Conclusion générale	155

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier..... 6

CHAPITRE II

Figure. II.1 : Coupe du plancher à corps creux 12

Figure.II.2 : Schéma d'une poutrelle 12

Figure.II.3 : Les différents types de dalles des balcons..... 14

Figure.II.4 : Acrotère 15

Figure.II.5 : Schéma d'escalier..... 16

Figure.II.6 : Schéma statique..... 16

Figure. II.7:Vue en plan -COUPE SHEMATIQUE-..... 17

Figure. II.8 : Vue en plan d'un étage courant..... 20

Figure. II.9 : Coupe de voile en élévation 20

Figure. II.10 : Hauteur libre d'étage..... 22

Figure. II.11 : Vue en plan 23

Figure .II.12 : Vue en plan du P1 23

Figure. II.13 : Schéma statique de la décente de charge de P1. 25

Figure. II.14:Schéma statique de la décente de charge P2 29

CHAPITRE III

Figure III.1 : Acrotère 36

Figure III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère 41

Figure III.3 : schéma statique de la poutrelle..... 43

Figure. III.4 : Schéma de la poutrelle..... 46

Figure III.5:Dalle sur 03 appuis 63

Figure.III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle 67

Figure.III.7: Dalle pleine sur 4 appuis 67

Figure.III.8 : Schéma de ferrailage de dalle pleine intermédiaire sur 4 appuis 72

Figure.III.9 : Schéma de ferrailage de dalle pleine de rive sur 4 appuis..... 75

Figure.III.10: vue en plan de l'ascenseur 75

Figure.III.11 : Schéma représentant la surface d'impact 78

Figure.III.12: Ferrailage de l'ascenseur 81

Figure.III.13 : Schéma statique	82
Figure.III.14 : Schéma statique	82
Figure.III.15 : Schéma statique	85
Figure.III.16 : Ferrailage du deuxième palier. (Dalle sur trois appuis)	88
Figure.III.17 : Ferrailage de la poutre palière	89
Figure.III.18 : Ferrailage de l'escalier type1	93
Figure. III.19. Schéma statique	93
Figure.III.20 : Ferrailage de la poutre brisée.	96
Figure.III.21 : Ferrailage de l'escalier type 2.....	100

CHAPITRE IV

Figure. IV.1 : La disposition des voiles.....	106
Figure IV.2: 1 ^{er} mode de déformation translation	107
Figure IV.3 :2 ^{eme} mode de déformation translation ($T = 0,67s$).....	107
Figure IV.4 : 3 ^{eme} mode de déformation torsion autour de Z($T=0.564s$)	108

CHAPITRE V

Figure .V.1 : Zone nodal.....	115
Figure.V.2. Les armatures transversales de la zone nodale.	116
Figure V.3: Section du poteau	119
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux	122
Figure.V.5 : Zone nodale.	128
Figure V.6: Schéma de ferrailage des poutres principales pour tous les étages	130
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	131

CHAPITRE VI

Figure VI .1 : Semelle isolée de fondation type 1	138
Figure.VI.2 : Semelle filante.	138
Figure VI.3. Panneau de dalle.....	142
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier	146
Figure VI.4 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	147
Figure.VI.5 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	147

Figure.VI.6 : Section à ferrailer.....	148
Figure.VI.7 .Schéma de ferrailage des nervures	150
Figure.VI.8 .Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.	151
Figure VI.9 .Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	154

Liste des tableaux

Chapitre II

<i>Tableau II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....</i>	<i>7</i>
<i>Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant, commercial et bureaux</i>	<i>7</i>
<i>Tableau II.3: Balcon (dalle pleine).....</i>	<i>8</i>
<i>Tableau II.4 : Evaluation des charges de la dalle pleine.....</i>	<i>8</i>
<i>Tableau II.5 : Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)</i>	<i>8</i>
<i>Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les murs intérieurs.</i>	<i>9</i>
<i>Tableau II.7 : Plancher terrasse inaccessible.....</i>	<i>9</i>
<i>Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.....</i>	<i>9</i>
<i>Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée type I.....</i>	<i>10</i>
<i>Tableau II.10: Evaluation des charges de la volée type II.....</i>	<i>10</i>
<i>Tableau II.11: Evaluation des charges sur la toiture</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.12: Evaluation des charges de l'ascenseur</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des résultats de l'acrotère</i>	<i>16</i>
<i>Tableau II.14 : Section des poteaux préalables.</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.15: Poids des poteaux préalable.</i>	<i>25</i>
<i>Tableau II.16 : Résultats de vérification à la compression simple</i>	<i>33</i>
<i>Tableau II.17 : Résultats de vérification au flambement</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II.18: Résultat de vérification aux exigences de l'RPA.....</i>	<i>34</i>

Chapitre III

<i>Tableau.III.1 : Les sollicitations sur l'acrotère</i>	<i>37</i>
<i>Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.</i>	<i>44</i>
<i>Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des différents types des poutrelles étage courant ..</i>	<i>48</i>
<i>Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des différents types des poutrelles étage courant ...</i>	<i>48</i>
<i>Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.....</i>	<i>49</i>

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles de la terrasse accessible.....	49
Tableau III.9: Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de la terrasse accessible	49
Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles étage bureaux.	50
Tableau III.11: Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles étage bureaux...	50
Tableau III.12: Calcul des sections d'armatures des poutrelles	59
Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant.....	59
Tableau III.14 : Vérification à l'état limite de compression du béton.....	60
Tableau III.15 : Vérification à l'état limite de déformation.....	61
Tableau.III.16 : Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	64
Tableau.III.17 : Vérification de la flèche.....	66
Tableau.III.18: Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	69
Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis de rive.....	73
Tableau.III.20: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	77
Tableau.III.21: Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	77
Tableau.III.22: Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	80
Tableau.III.23 : Les sollicitations sur la dalle de 2 ^{ème} palier.....	86
Tableau.III.24 : Détermination de la section d'acier de la dalle de 2 ^{ème} palier.....	86
Tableau.III.25 : Le ferrailage de la dalle de 2 ^{ème} palier.....	86
Tableau.III.26 : Détermination de la dalle de 2 ^{ème} palier.....	86
Tableau.III.27 : Le ferrailage de la poutre brisée.....	90
Tableau.III.28 : Les sollicitations sur l'escalier type 2.....	93
Tableau.III.29 : Le ferrailage de l'escalier type 2.....	94

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	102
---	-----

<i>Tableau IV.2: Valeurs de C_T.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau IV.3 : Valeurs de T_1 et T_2.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau IV.4: Périodes de vibration et taux de participation des masses.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticales.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau IV.8. Vérification des déplacements.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau IV.9. Vérification à L'effet $P-\Delta$.....</i>	<i>112</i>

Chapitre V

<i>Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau V.2 : Armatures longitudinales.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau V.3 : Armatures transversales.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau V.4 : Justification de l'effort normal réduit.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau V.5 : Justification des contraintes.....</i>	<i>120</i>
<i>Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles.....</i>	<i>120</i>
<i>Tableau V.7 : Sollicitations et ferrailages des différents types.....</i>	<i>124</i>
<i>Tableau V.8 : Sollicitations et ferrailages des différents types.....</i>	<i>125</i>
<i>Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.....</i>	<i>127</i>
<i>Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....</i>	<i>127</i>
<i>Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression.....</i>	<i>127</i>
<i>Tableau V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres.....</i>	<i>128</i>
<i>Tableau V.13 : Les moments résistant dans les poteaux.....</i>	<i>129</i>
<i>Tableau V.14 : Les moments résistant dans les poutres.....</i>	<i>129</i>
<i>Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale dans différents étages.....</i>	<i>129</i>
<i>Tableau V.16 : Ferrailage du voile V_x.....</i>	<i>134</i>
<i>Tableau V.17 : Ferrailage du voile V_y.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau V.18 : Vérification au cisaillement.....</i>	<i>136</i>

Chapitre VI

<i>Tableau VI.1. Tableau de ferrailage du radier.....</i>	<i>143</i>
<i>Tableau VI.2. Vérification de ferrailage du radier.....</i>	<i>144</i>
<i>Tableau VI.3 : Vérification à l'ELS.....</i>	<i>145</i>

<i>Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....</i>	<i>147</i>
<i>Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversales.....</i>	<i>148</i>
<i>Tableau.VI.6 : Le ferrailage des nervures.....</i>	<i>148</i>
<i>Tableau.VI.7 : Vérification à l'ELS.....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau VI.8 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.....</i>	<i>152</i>
<i>Tableau VI.9 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....</i>	<i>153</i>

Les symboles

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

Br : Section réduite du béton

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

fcj : Résistance caractéristique de compression à j jour

ftj : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

Mu : Moment de calcul ultime

Ms : Moment de calcul de service

Nu : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

Lr : Longueur de recouvrement

lf : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjàugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage T

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

$W(Q_i)$: Charges d'exploitation.

$W(G_i)$: poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_r : hauteur total du radier (m).

h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

σ : Contrainte normale.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés)

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c = coefficient de portance.

q_0 : contrainte effective verticale initiale de fondation (bars)

σ_f : contrainte effective finale (bars)

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL(MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

η : Facteur d'amortissement

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction générale

Introduction générale

Le constat fait par de nombreux spécialistes en construction qui passent le plus clair de leur temps à sillonner le monde, et autopsier tout ce qui a subi des dégâts suite à un tremblement de terre, relève que le nombre de victimes et l'ampleur des dégâts avait un rapport direct avec le comportement des ouvrages. Donc avec la manière dont ces derniers ont été conçus et réalisés. Cette affirmation découle de l'observation élémentaire selon laquelle les victimes sont très rares en rase campagne.

L'analyse approfondie des ouvrages sinistrés renvoie forcément aux mêmes causes, dont les principales sont dues à un mauvais choix du site, un mauvais comportement du sol, une mauvaise conception de l'ouvrage notamment de ses fondations, une mauvaise exécution souvent aggravée par une mauvaise qualité des matériaux. Pour cela, on doit prendre en considération tous les facteurs qui influent négativement sur la construction. Cela en adoptant une politique de prévention qui s'articule, autour de deux axes principaux :

- Le respect de la réglementation qui doit être fiable.
- Un contrôle rigoureux.

L'Algérie, notamment la partie nord, est située dans une zone exposée à des secousses sismiques plus au moins importantes pouvant causer des dommages, voir des ruines dans certains cas.

L'objectif recherché par les professionnelles du bâtiment, est de construire de manière à garantir une protection des vies humaines et des biens matériels. Pour cela, les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à limiter les déplacements afin d'assurer un meilleur confort et éviter les endommagements de la structure.

Toute fois le choix du système de contreventement reste otage de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Notre travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+6 + 4entre-sol + 2sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles portique) avec interaction qui repose sur un radier général. L'étude de se bâtiment se fait tout en respectant les règlements et recommandations

en vigueur à savoir (RPA99/V2003, Le BAEL et Le CBA93) et les documents techniques (D.T.R.BC2.33.2, DTR BC22, DTU, charges et surcharges...).

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Ensuite un pré-dimensionnement des éléments structuraux a été réalisé au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère. Ils ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Le cinquième chapitre concerne le ferrailage des éléments structuraux à l'aide des résultats obtenus par le logiciel Sap2000. Et enfin, en dernier chapitre nous avons fait un choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre

1

Généralités

I.1. Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude des différentes structures à la fois le facteur sécuritaire et économique, et pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. A cet effet on consacre ce chapitre pour décrire notre projet et donner quelques rappels de calcul des structures en béton armé.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6+4 entre-sols+2 sous-sol) à usage d'habitation, bureaux et parking. Il est classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du *RPA 99 version 2003 (Article 3.2)*.

Le site d'implantation est situé à Sidi Ahmed Tazeboudjth (Bejaia) qui est classé comme zone de moyenne sismicité ; Zone IIa (*RPA 99 version 2003*).

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=40.58$ m
- Hauteur du sous-sol est $h_{\text{ssol}}=2.72$ m
- Hauteur de l'entre-sol est $h_{\text{esol}}= 2.89$ m
- Hauteur du RDC : $h_{\text{RDC}} = 3.06$ m
- Hauteur d'étage : $h_{\text{étg}} = 3.06$ m
- La longueur totale du bâtiment : $L = 16.43$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l = 13.39$ m

I.2.2. Caractéristiques des éléments de l'ouvrage :

I.2.2.1. Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Les planchers RDC et étages courants seront réalisés en dalle corps creux (16+4) cm. Les balcons, la dalle d'ascenseur et parking seront par contre réalisés en dalle pleine.

I.2.2.2. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

I.2.2.3. Les poutres

Sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

I.2.2.4. Les poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) vers la base de la structure.

I.2.2.5. Les escaliers

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place, et on a deux types (deux volées et balancé).

I.2.2.6. L'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel s'effectuent des déplacements aux différents niveaux du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.2.2.7. Maçonneries utilisées

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloisons séparés d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique. Les murs intérieurs sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux et contraintes admissibles :

Le béton et les aciers seront conformes aux règles de calcul BAEL, CBA93, RPA99/2003 et DTR-BC2.2.

I.3.1. Béton

- Le béton sera dosé à 350Kg/m^3
- Sa résistance caractéristique en compression f_{cj} : le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

- Sa résistance caractéristique en traction f_{t28} :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPA.}$$

- Contraintes limites
- Résistance à la compression à l'Etat Limite Ultime (ELU):

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \gamma_b = \begin{cases} 1.15 (\text{cas accidentelle}) \\ 1.5 (\text{cas durable}) \end{cases}$$

Dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPA situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPA situation accidentelle.} \end{array} \right.$

- **Résistance à la compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

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

- **Contrainte ultime de cisaillement (τ_u)**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm.}$.

- Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

- Fissuration nuisible ou très nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité**

- **A court terme**

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- **A long terme**

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

I.3.2. Acier :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- L'acier à haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : FeE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

L'acier qui sera utilisé est le FeE400 (HA). Sa limite élastique étant 400MPa

- **Diagramme contraintes déformations :**

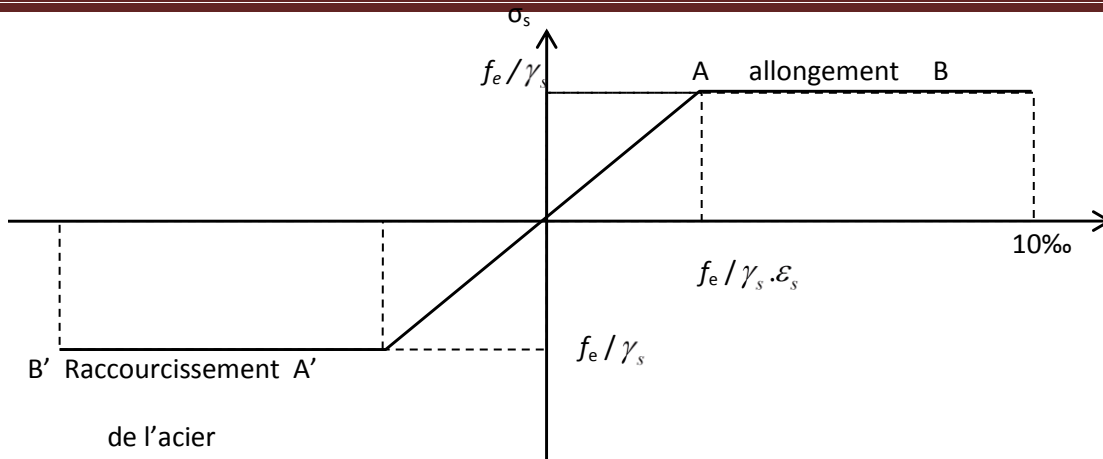


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

- **Module d'élasticité de l'acier :**

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

- **Contraintes limites des aciers (à l'ELU et à l'ELS) :**

✓ **A l'ELU :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ tel que $\gamma_s = \begin{cases} 1(\text{cas accidentelle}) \\ 1.15(\text{cas durable}) \end{cases}$

f_e : la limite élastique de l'acier ;

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 348$ En situation durable.

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle.

✓ **A l'ELS :** la valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

➤ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

➤ Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}}]$$

Le BAEL (Article A.4.5.32).

➤ fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [0.5 * f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{ij}}]$$

Le BAEL (Article A.4.5.32).

Avec η coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 \dots \dots \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots \dots \text{Pour les HA.} \\ 1.3 \dots \dots \text{Pour les HA de } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Chapitre

2

Prédimensionnement

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des différents éléments d'une structure avant d'entamer la phase de réalisation du projet. Le RPA99V/2003 ; le BAEL99 et le CBA93 nous donnent les dimensions choisies selon les cas sachant que les résultats obtenus ne sont pas définitifs ; les sections peuvent être augmentées après vérification (phase du dimensionnement).

Avant de procéder au pré-dimensionnement de chaque élément de la structure, il est important d'évaluer son chargement et définir comment se fait la descente des charges. La transmission des charges suit le chemin suivant : charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux+voiles → fondations → sol.

II.2. Descente des charges

➤ *Plancher terrasse accessible :*

Tableau II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Forme de pente (15%)	10	22	2.2
05	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
06	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
07	Enduit en ciment	2	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.57
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

➤ *Plancher étage courant et bureaux*

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant, commercial et bureaux

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	2	20	0.40

06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale (courant et bureaux)				G = 5.35
Surcharge d'exploitation (courant)				Q = 1.50
Surcharge d'exploitation (bureaux)				Q = 2.5

➤ **Plancher dalle pleine (Balcons et Ascenseur)**

Tableau II.3: Balcon (dalle pleine)

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	12	3,00
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Enduit de ciment	1.5	0,30
Charge permanente totale		G= 4,10
Charge d'exploitation		Q= 3.5

➤ **Plancher à dalle pleine (parking)**

Tableau II.4 : Evaluation des charges de la dalle pleine.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,86
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

➤ **Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)**

Tableau II.5 : Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	0,20
Briques creuses	15	1,30
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	1
Enduit de ciment	1,5	0,3
Charge permanente totale		G= 2.80

➤ **Les charges permanentes sur les murs intérieurs :**

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les murs intérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente totale G= 1.32 KN/m ²		

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.7 : Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4.00	0.60
Multicouche d'étanchéité	2.00	0.10
Forme de pente	15%	2,20
Isolation thermique	4	0,10
Plancher corps creux (16+4)	20.0	2,85
Enduit en plâtre	2	0.20
Charge permanente totale		G= 5.95
Charge d'exploitation		Q= 1

➤ **Les escaliers**

• **Palier**

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	4,25
4	Dalle en BA	17	25	4.25
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5,61
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

- **La Volée type 1**

Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée type I

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	2	20	0.40
2	Revêtement verticale	1,3	20	0.26
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	Marches	17· (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	18/ (cos32.51°)	25	5.33
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.82
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

- **La Volée type2**

Tableau II.10: Evaluation des charges de la volée type II

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage horizontale	0.02	20	0.40
2	Carrelage verticale	0.013	20	0.26
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Marches	0.153× (1/2)	22	1.68
6	Paillasse	0.14/(cos28.22°)	25	3.97
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 7.27Kn/m ²
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50Kn/m ²

➤ **La toiture :**

On a une inclinaison de 10% → $\theta = 5,71^\circ$

Tableau II.11: Evaluation des charges sur la toiture

Chargement	Poids surfacique (KN / m ²)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / m ²)
Tuiles canal (voliges comprises)	0.40 - 0.60	$\frac{0.5}{\cos(5,71)}$	0,502
La charge permanente	$G = \sum G_i$		0,502
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		1
Combinaison de charge à l'ELU	$P_u = 1.35G + 1.5Q$		2,17
Combinaison de charge à l'ELS	$P_s = G + Q$		1,502

➤ **Ascenseur**

Tableau II.12: Evaluation des charges de l'ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN / m ²)	Poids total KN / m ²
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=Lx \times Ly = 2.1 * 1.8$	$G_2=Fc / S = 145 / 3.78$	$G=G_1+G_2 = 5.88+38.35$
$G_1=5.88 \text{Kn/m}^2$	$S=3.78$	$G_2=38.36$	$G=44.24$

Les charges d'exploitation est : $Q=1 \text{KN/m}^2$

II.3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.3.1. Les planchers

Ce sont des aires généralement planes qui servent à limiter les étages. Leur rôle principal est :

- a. Supporter les charges (permanentes et d'exploitations) et les transmettre aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres)
- b. L'isolation thermique et phonique

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance. On distingue :

II.3.1.1. Planchers à corps creux

On définit le plancher par sa hauteur totale $h_t = h_{cc} + h_{ddc}$ avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux (12-15...25) cm

h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression (4÷6) cm

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t > \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$h_t > \frac{335}{22,5} \Rightarrow h_t > 14.88$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

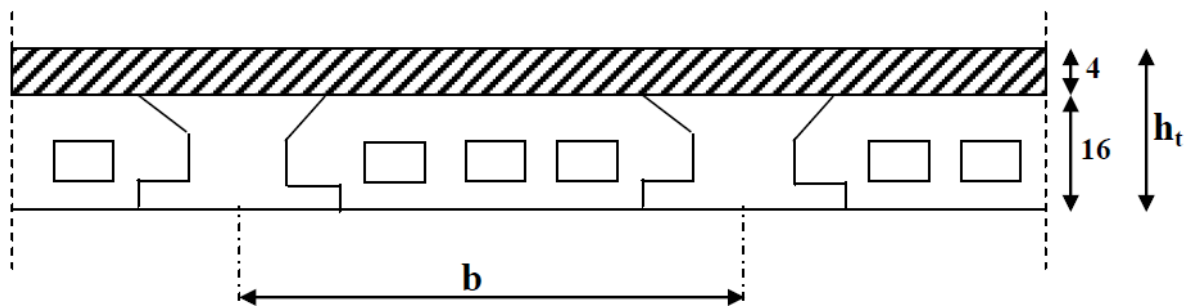


Fig.II.1 : Coupe du plancher à corps creux

b : distance entre axe des poutrelles

❖ Les poutrelles

Ce sont des poutres préfabriquées en béton armé en T ou précontraint formant l'ossature d'un plancher qui sert à transmettre les charges (réparties ou concentrées) aux poutres principales et elles sont calculées en flexion simple.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon les deux critères.

➤ Détermination de la largeur de la table de compression « b » :

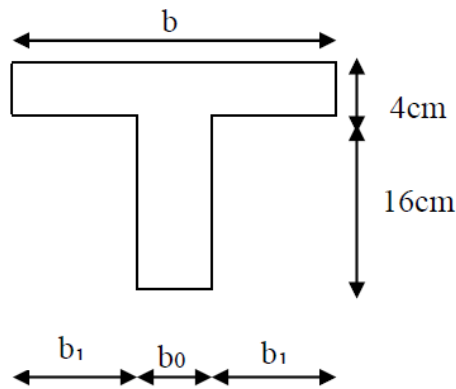


Fig.II.2 : Schéma d'une poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec :

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$L_x = 55 \text{ cm}$: distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis

$$L_y = 250 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{250}{10}\right)$$

Soit $b_1 = 25 \text{ cm} \rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 \rightarrow \mathbf{b = 60 \text{ cm}}$

II.3.1.2. Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré-dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Pour une dalle sur deux appuis.

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

Pour une dalle sur un seul appui.

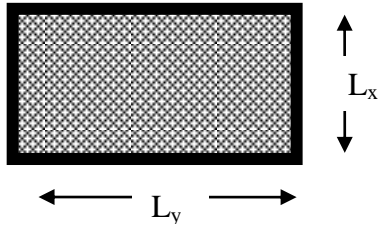
$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

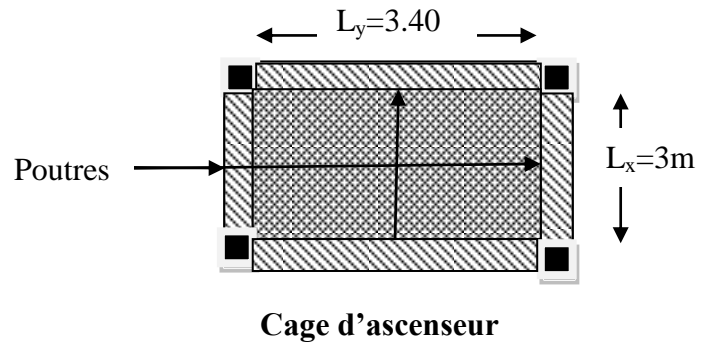
b) Critère de coupe-feu :

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

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



Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis



Au niveau de la cage d'ascenseur :

Dans notre cas, on a : $L_x = 3\text{m}$, pour une dalle sur quatre appuis

$$\frac{300}{50} \leq e \leq \frac{300}{40} \Rightarrow 6 \leq e \leq 7.5\text{cm}.$$

Pour deux heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$ est la plus défavorable. Donc on prend $e = 12\text{cm}$.

1) au niveau des balcons :

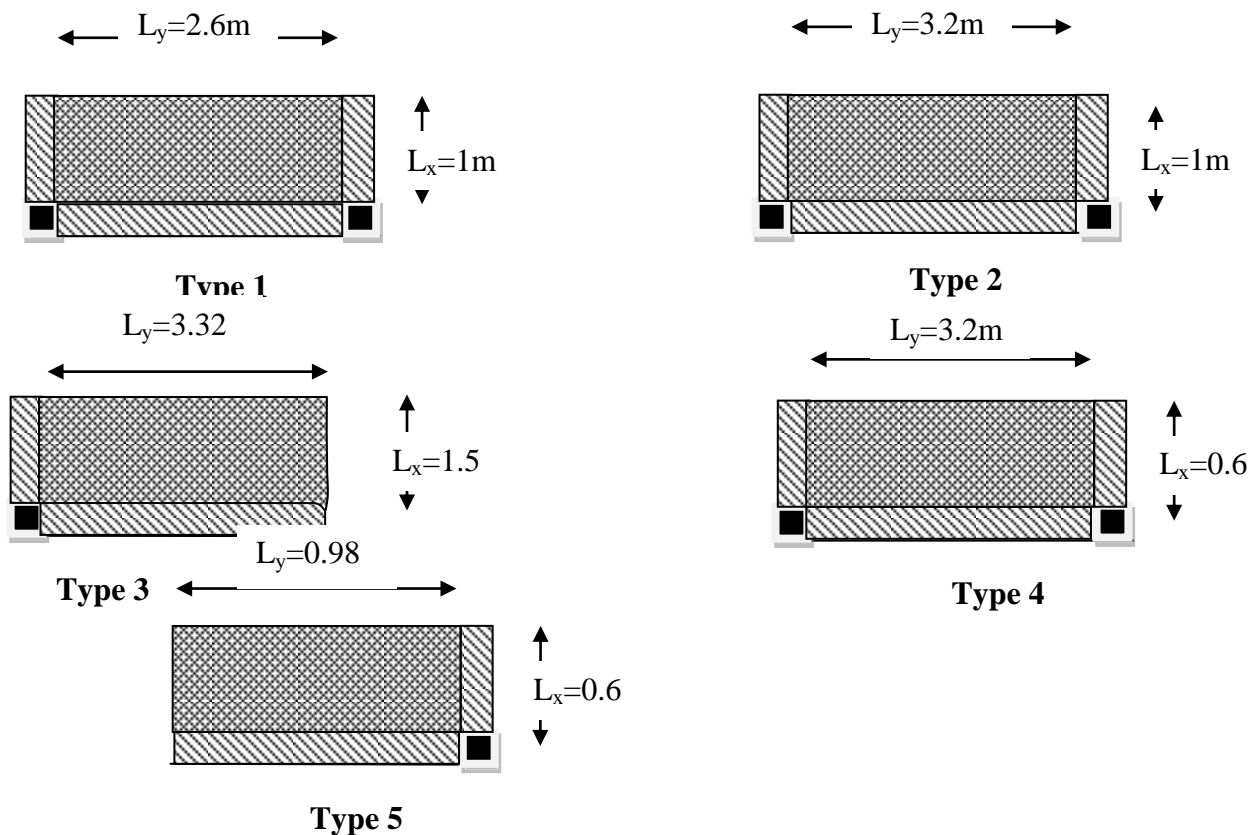


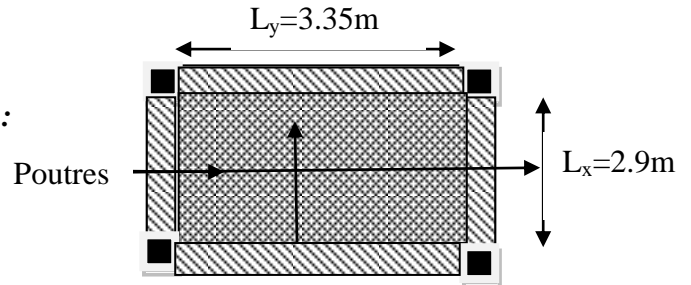
Fig.II.3 : Les différents types de dalles des balcons

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

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

2) *Au niveau du plancher de parking :*

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{290}{335} = 0,86 > 0,4$$



Une dalle pleine sur 4 appuis

$$5,8 < e < 7,25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{Pour 2heures de coupe-feu} \dots \dots (2)$$

Pour toutes les dalles pleines du plancher, on a des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On opte pour : $e = 14 \text{ cm}$

II.3.2. L'acrotère

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente ; contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

$$S = (0,6 * 0,15 + 0,15 * 0,1 + 0,5 * 0,05 + 0,15) = 0,108 \text{ m}^2$$

$$P_p = 25 * S = 25 * 0,108 = 2,7 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$P_{rev} = 0,02 * 20 * 1 \text{ ml} = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 2,7 + 0,4 = 3,1 \text{ KN/ml}$$

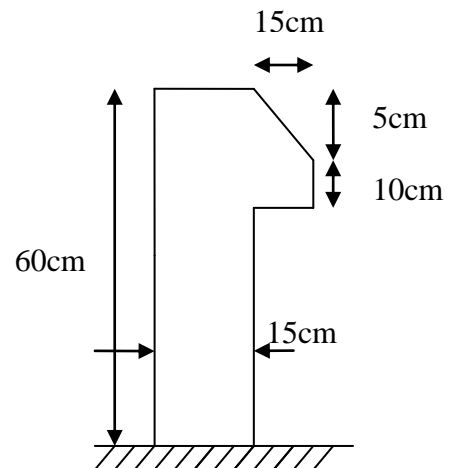


Fig.II.4 : Acrotère

Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des résultats de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	Total (KN/ml)
0,60	0,15	0,108	2,7	0,4	3.1

II.3.3. Les escaliers

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, il est réalisé en béton armé coulé sur place, ou en bois.

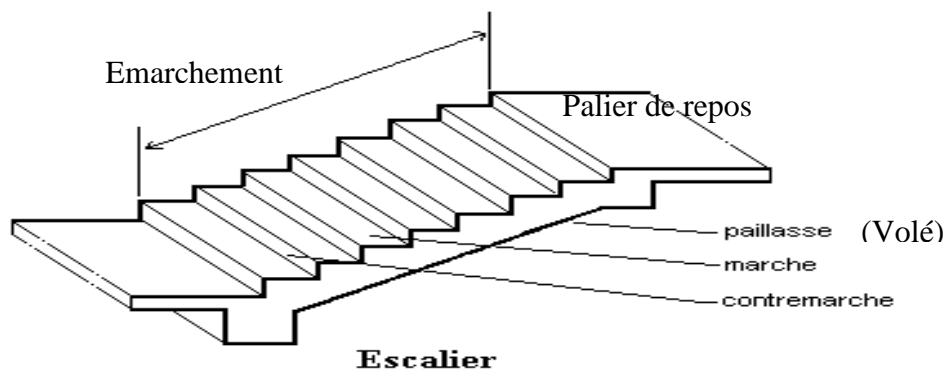


Fig.II.5 : Schéma d'escalier.

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

$$59 < 2h+g < 66.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H_0}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right.$$

n : nombre de contre marche.
H₀ : Hauteur de la volée.

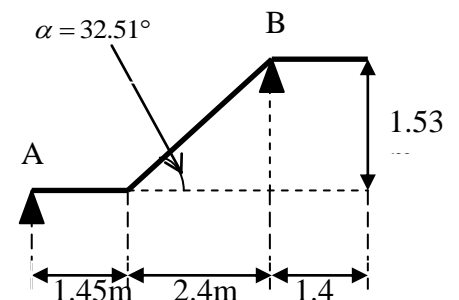


Fig.II.6 : Schéma statique

L : longueur de la volée

Notre projet comporte deux types d'escaliers

1^{er} type : escalier a deux volées

2^{ème} type : escalier balancé

✓ **Escalier à deux volées :**

On utilisant la formule de *BLONDEL* :

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

En remplaçant les valeurs de g et h on aura

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

Après calcul on trouve :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$L' = Lp + L$$

$$L' = 140 + 284 = 429cm$$

$$\frac{429}{30} \leq e \leq \frac{429}{20}$$

$$\Rightarrow 14.3 \leq e \leq 21.45cm \text{ Soit } e = 18cm.$$

$$H_0 = 1,53m$$

$$L_0 = 240cm$$

$$L = \sqrt{H_0^2 + L_0^2} \rightarrow L = 2,84m$$

$$\Rightarrow 0.66n^2 - (0.66 + 2 \times 1.53 + 2.84) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

$$h = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{240}{8} = 30cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Nombre de contre marches	n=9
Nombre de marche	N=8
L'épaisseur de la paillasse	e=18cm

✓ **Escalier balancé :**

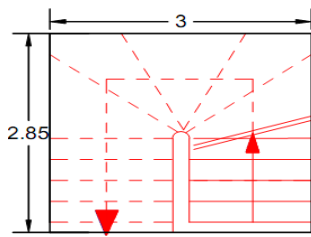
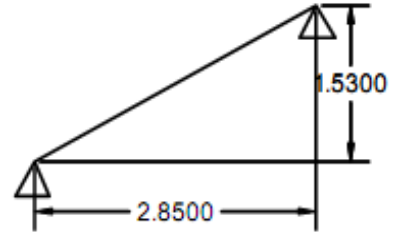


Fig. II.7: Vue en plan



COUPE SCHEMATIQUE

$L_0 = L' = 285cm$

$H=153cm$

$$\frac{323.47}{30} < e < \frac{323.47}{20} \rightarrow 10.78 < e < 16.17 \rightarrow e = 14cm$$

On fixe $g+2h=66cm$

$$0.66 n^2 - (0.66 + 2 \times 1.53 + 2.85) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$n=10$

$H=15,3cm ; g=33.33cm \quad \tan \alpha=0, 53 \rightarrow \alpha=28.22^\circ \quad L_0=285cm$

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} = 323,47cm$$

❖ **Vérification**

$$59 < 33,33 + 2 * 15,3 < 66cm$$

$$59 < 63,93 < 66cm \dots \dots \dots (Vérifié)$$

II.3.4. L'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel s'effectuent des déplacements aux différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

$$\text{Donc : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$$

II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.4.1. Les poutres

➤ *Les poutres principale:*

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

$$\text{condition : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL93})$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre principale.

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \quad \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

et $0.3h \leq b \leq 0.7h$ On adopte **h=40** et **b=35**

Avec :

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

❖ *Vérifications :*

Selon le (RPA99 /2003), les poutres doivent respecter les dimensions ci-après,

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $- h \geq 30 \text{ cm}$ (Article 7.5.1 du **RPA99/2003**)
- $h/b \leq 4.0$

Alors :

$$b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$h/b \leq 4.0$$

Les dimensions trouvées sont : $b * h = (35 * 40) \text{ cm}^2$

➤ *Les poutres secondaires :*

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{max} : est la longueur maximale entre les nus d'appuis d'une poutre secondaire

$$L_{max} = 335\text{cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33\text{cm} \leq h \leq 33.5\text{cm}$$

On adopte **h=30 cm** **b=30cm**

Avec

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

❖ Vérifications :

Selon le (RPA99 /2003), les poutres doivent respecter les dimensions ci-après,

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$ (Article 7.5.1 du **RPA**)
- $h/b \leq 4.0$

Alors :

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

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

$$h/b \leq 4.0$$

Les dimensions trouvées sont : $b * h = (30 * 30)\text{cm}^2$

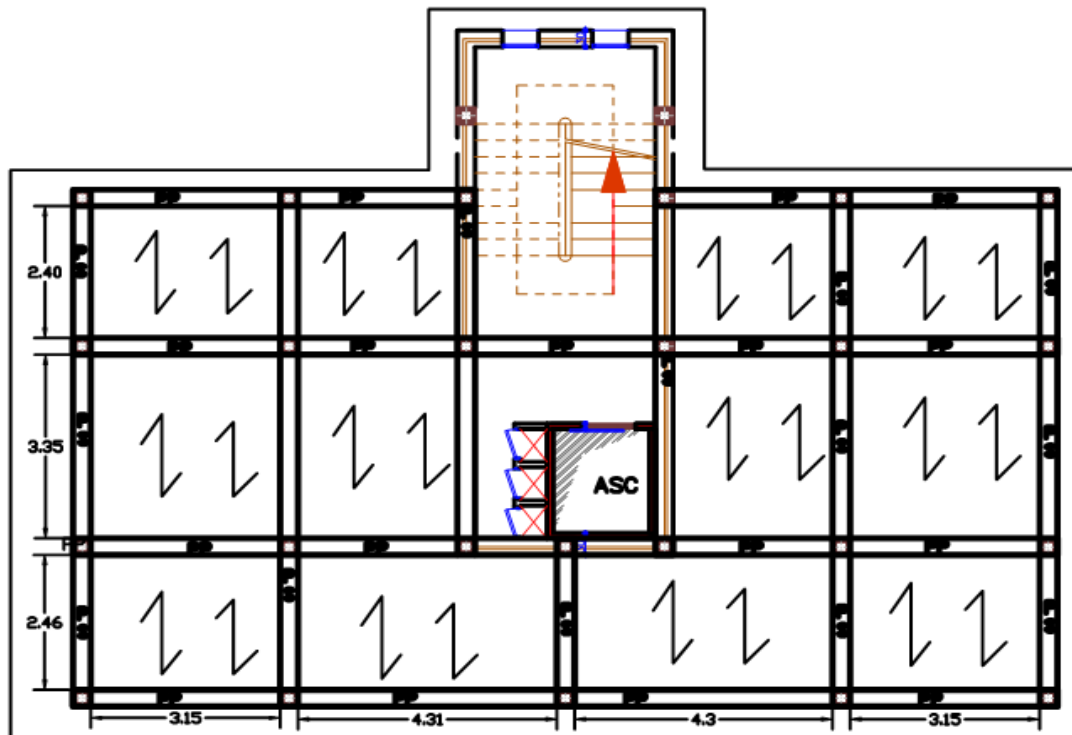


Fig.II.8 : Vue en plan d'un étage courant

II.4.2. Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Son épaisseur est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1. $e > h_e/20 \rightarrow$ pour les voiles simples.

h_e : hauteur d'étage libre

2. $e \geq 15\text{cm}$

e : l'épaisseur minimale du voile

Dans notre cas :

- Sous-sol 6 à 3 $\rightarrow h_e = 272 - 20 = 252\text{cm}$.
- Sous-sol 2 et 1 $\rightarrow h_e = 290 - 20 = 270\text{cm}$
- RDC et autre niveaux $h_e = 306 - 20 = 282\text{cm}$

$$e > \frac{252}{20} \rightarrow e > 12.6\text{cm}$$

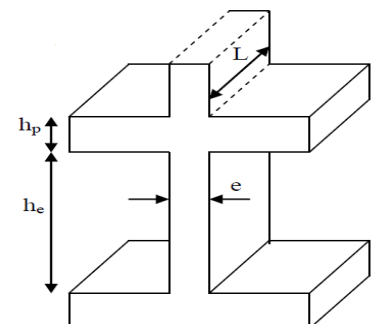


Figure.II.9 : Coupe de voile en élévation

$$e > \frac{270}{20} \rightarrow e > 13.5cm$$

$$e > \frac{282}{20} \rightarrow e > 14.1cm$$

On adopte

e=15cm.....pour sous-sol et entre sol

e=15cm.....pour RDC et autres niveaux

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement; la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4 e . \quad \text{d'où } L_{min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 100 cm.**

II.4.3. Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'E.L.U, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

- **Résistance à la compression :** $\frac{Nu}{B} \leq f_{bu}$

- **Stabilité de forme (flambement)**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - 2) \times (b - 2)$$

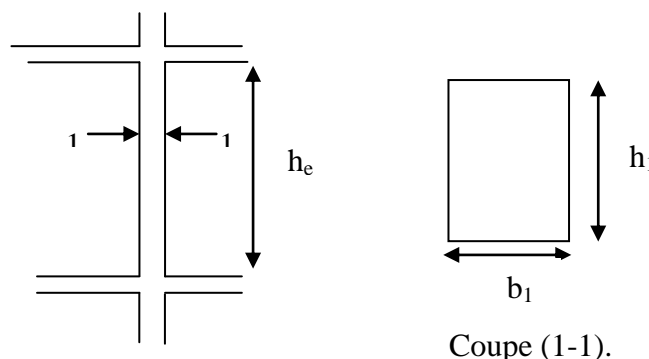


Fig. II.10 : Hauteur libre d'étage.

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

Tableau II.14 : Section des poteaux préalables.

Etages	Sous-sol 6, 5	s.sol 4 Entresol3	Entresol 2, 1	RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage
Section (b×h) cm ²	60×55	60×50	55×50	50×45	45×40	35×35

Le pré-dimensionnement des poteaux se portera sur le choix des poteaux les plus sollicités.

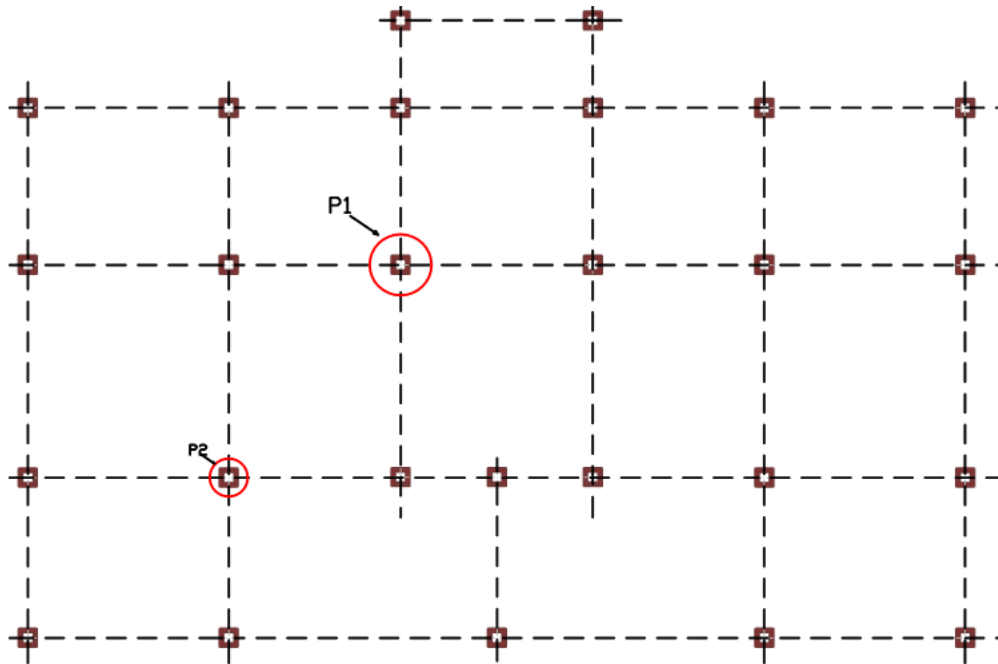


Fig. II.11 : Vue en plan

La descente de charge se fera pour les deux poteaux (P1 et P2) les plus sollicités.

✓ **Poteau P1 :**

Calcul des surfaces afférentes

✓ **Pour les charges d'exploitations :**

$$S_{\text{terrasse (inaccessible)}} = \begin{cases} \text{tuile} & S1 = 1,33 \times (1,17 + 0,35 + 1,65) = 4,21\text{m}^2 \\ \text{terrasse} & S2 = (1,50 + 0,30) \times 3,17 = 5,76\text{m}^2 \end{cases}$$

$$S_{\text{étage}} = (1,5 + 0,3 + 1,33) \times (1,17 + 0,35 + 1,65) - (0,35 \times 0,35) = 9,8\text{m}^2$$

✓ **Pour les charges permanentes :**

$$\text{Surface de mur : } S = (1,5 + 1,33 + 1,17 + 1,65) \times (3,06 - 0,2) \Rightarrow S = 16,16\text{m}^2$$

✓ **Calcul de poids propre :**

$$\text{Pour plancher terrasse : } G_{\text{toiture}} = 0,502\text{KN/m}^2 \rightarrow P1 = 1,33 \times 2,82 \times 0,502 = 1,88\text{KN}$$

$$G_{\text{terrasse(inaccessible)}} = 5,95\text{KN/m}^2 \rightarrow P2 = 4,23 \times 5,95 = 25,17\text{KN}$$

$$\rightarrow P_{\text{totale}} = 27,05\text{KN}$$

Pour plancher d'étage courant :

$$\text{Corps creux} \rightarrow G = 5,35\text{KN/m}^2 \rightarrow S1 = 3,75\text{m}^2 ; P = 15,08\text{KN}$$

$$\text{Dalle pleine} \rightarrow G = 4,1\text{KN/m}^2 ; \rightarrow S2 = 1,75\text{m}^2 ; P = 10,12\text{KN}$$

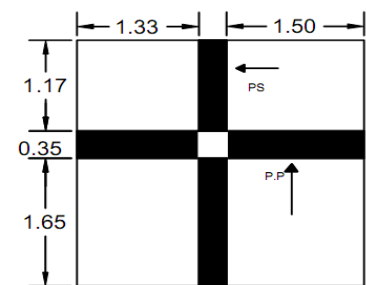


Fig. II.12 : Vue en plan du P1

Escalier → $G=5,61\text{KN/ m}^2$; → $S_3=2,47\text{ m}^2$; $P=9,81\text{KN}$

Pour les poteaux : $P=S \times 25 \times h_e$

Tableau II.15: Poids des poteaux préalable.

Étages	Sous-sol 6, 5	Entre sol4, 3	Entre sol 1 2,	RDC, 1,2	3 ^{ème} , 4	5 ^{ème} , 6 ^é , Toiture
S (m ²)	0,33	0,3	0,275	0,225	0,18	0,1225
P(KN)	22.44	20,4	19.86	17.21	13.77	9,4

Poids des poutres

Poutres principales(PP) : $P_p=25 \times (0.35 \times 0.4) \times 3 \Rightarrow P_p=10,5\text{KN}$

Poutres secondaires (PS): $P_s=25 \times (0.3 \times 0.3) \times 3 \Rightarrow P_s =6,75\text{ KN}$

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

$$N_1 = Q_0 = 9.97\text{KN}$$

$$N_2 = Q_0 + 20,32 = 30.29\text{KN}$$

$$N_3 = Q_0 + 0,95(40,64) = 48,57\text{KN}$$

$N_4 = Q_0 + 0,9(60,96) = 64,83 \text{KN}$
 $N_5 = Q_0 + 0,85(81,28) = 79,05 \text{KN}$
 $N_6 = Q_0 + 0,80(101,6) = 91,25 \text{KN}$
 $N_7 = Q_0 + 0,75(121,92) = 101,41 \text{KN}$
 $N_8 = Q_0 + 0,71(142,24) = 110,96 \text{KN}$
 $N_9 = Q_0 + 0,68(162,56) = 120,51 \text{KN}$
 $N_{10} = Q_0 + 0,66(186,88) = 133,31 \text{KN}$
 $N_{11} = Q_0 + 0,65(211,20) = 147,25 \text{KN}$
 $N_{12} = Q_0 + 0,63(235,52) = 158,35 \text{KN}$
 $N_{13} = Q_0 + 0,62(259,84) = 171,07 \text{KN}$
 $N_{14} = Q_0 + 0,61(284,16) = 183,31 \text{KN}$

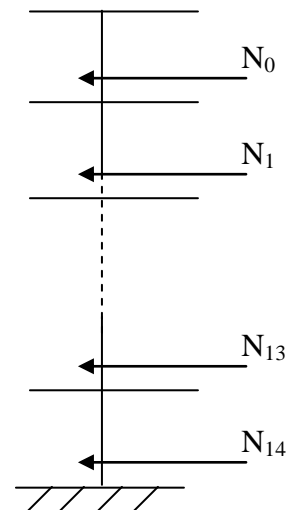


Fig. II.13 : Schéma statique de la décente de charge de P1

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	27,05	9,97
	Plancher toiture	1,88	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Poteau (35*35)	9,4	
	$\sum Gi$	55,58	
N2	N1	55,58	30,29
	Plancher corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (35*35)	9,4	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,33	
		143,55	
N3	N2	143,55	48,57
	Plancher corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (35*35)	9,4	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,33	

		226,48	
N4	N3	226,48	64,83
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (45*40)	12,24	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		312,37	
N5	N4	312,37	79,05
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (45*40)	12,24	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		398,2	
N6	N5	398,2	91,25
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (50*45)	15,5	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		487,29	
N7	N6	487,29	101,41
	Plancher à corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (50*45)	15,5	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		576,38	
N8	N7	576,38	110,96
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (50*45)	15,5	

	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		665,47	
N9	N8	665,47	120,51
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (55*50)	18,12	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		757,18	
N10	N9	757,18	133,31
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (55*50)	18,12	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		848,89	
N11	N10	848,89	147,25
	Plancher a corps creux	20,06	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (60*50)	20,57	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		943,05	
N12	N11	943,05	158,35
	Plancher a dalle pleine	18 ,22	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (60*50)	20,57	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		1040,35	
N13	N12	1040,35	171,07
	Plancher a dalle pleine	18 ,22	

	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (60*55)	24,48	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		1141,56	
N14	N13	1141,56	183,31
	Plancher à dalle pleine	18 ,22	
	Dalle pleine+Escalier	19,93	
	Poteau (60*55)	24,48	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,33	
		1242,77	
	Nu=1.35Gt+1.5Qt	Gt=1242,77KN	
	Ns=Gt+Qt	Qt=183,31KN	
		Nu=1952,7KN	
		Ns=1426,08KN	

✓ **Poteau P2 :**

Calcul des surfaces afférentes

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1,3+0,3+1,55) \times (1,65 + 0,35 + 1,2) = 10,08m^2$$

- **Pour les charges permanentes :**

$$S = (1,3+1,55) \times (1,65 + 1,2) = 8,12m^2$$

- **Surface des murs :**

$$S = (1,3+1,55+1,65+1,2) \times (3,06 - 0,2) = 16,3m^2$$

- **Calcul de poids propre :**

$$G (\text{terrasse accessible}) = 6,57 \text{ KN/m}^2$$

$$P2 = 8,12 \times 6,57 = 53,35 \text{ KN}$$

Pour plancher d'étage courant : $G=5,35\text{KN/m}^2$; $P=43.44\text{KN}$

Pour plancher dalle pleine : $G=4,86\text{KN/m}^2$; $P=39,46\text{KN}$

Pour les poteaux : $P=S \times 25 \times h_e$

Tableau II.15: Poids des poteaux préalable.

Etages	Sous-sol 6, 5	Entre sol4, 3	Entre sol 1 2,	RDC, 1,2	3 ^{ème} , 4	5 ^{ème} , 6 ^é . Toiture
S (m ²)	0,33	0,3	0,275	0,225	0,18	0,1225
P(KN)	22.44	20.4	19.86	17.21	13.77	9,4

• **Poids des poutres**

Poutres principales(PP) : $P_p=25 \times (0.35 \times 0.4) \times 3 \Rightarrow P_p=10.5\text{KN}$

Poutres secondaires (PS): $P_s=25 \times (0.3 \times 0.3) \times 3 \Rightarrow P_s=6,75 \text{ KN}$

$N_1=Q_0=15,12\text{KN}$

$N_2= Q_0+15.12=30,24\text{KN}$

$N_3= Q_0+0,95(30.24)=43,85\text{KN}$

$N_4= Q_0+0,9(45,36) =55,94\text{KN}$

$N_5= Q_0+0,85(60,48)=66,53\text{KN}$

$N_6= Q_0+0,80(75,6)=75,6\text{KN}$

$N_7= Q_0+0,75(90,72)=83,16\text{KN}$

$N_8= Q_0+0,71(105,84)=90,27\text{KN}$

$N_9= Q_0+0,68(131,04)=104,22\text{KN}$

$N_{10}= Q_0+0,66(156,24) =118,24\text{KN}$

$N_{11}= Q_0+0,65(180,44)=132,41\text{KN}$

$N_{12}= Q_0+0,63(205,64)=144,67\text{KN}$

$N_{13}= Q_0+0,62(230,84)=158,24\text{KN}$

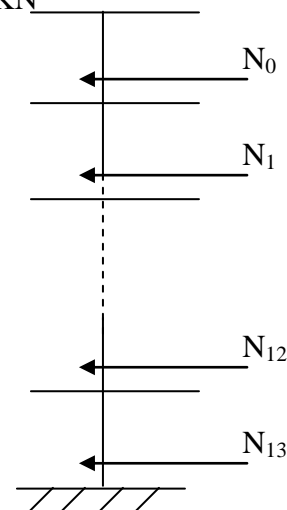


Fig. II.14: Schéma statique de la décente de charge P2

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	34,27	15,12
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Poteau (35*35)	9,4	
	$\sum G_i$	60,92	

N2	N1	60,92	30,24
	Plancher corps creux	43,44	
	Poteau (35*35)	9,4	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,52	
		152,53	
N3	N2	152,53	43,85
	Plancher corps creux	43,44	
	Poteau (45*40)	12,24	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,52	
		246,98	
N4	N3	246,98	55,94
	Plancher à corps creux	44,43	
	Poteau (45*40)	12,24	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,52	
		342,42	
N5	N4	342,42	66,53
	Plancher a corps creux	44,43	
	Poteau (50*45)	15,5	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,52	
		441,12	
N6	N5	441,12	75,6
	Plancher à corps creux	44,43	
	Poteau (50*45)	15,5	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21,52	

		499,52	
N7	N6	499,52	83,16
	Plancher a corps creux	44,43	
	Poteau (50*45)	15,5	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		598,22	
N8	N7	598,22	90,27
	Plancher a corps creux	44,43	
	Poteau (55*50)	18,12	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		699,54	
N9	N8	699,54	104,22
	Plancher a corps creux	44,43	
	Poteau (55*50)	18,12	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		800,86	
N10	N9	800,86	118,24
	Plancher a corps creux	44,43	
	Dalle pleine	39,46	
	Poteau (60*50)	20,57	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		944,09	
N11	N10	944,09	132,41
	Dalle pleine	39,46	
	Poteau (60*50)	20,57	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		1042,89	

N12	N11	1042,89	144,67
	Plancher a dalle pleine	39,46	
	Poteau (60*55)	24,48	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		1145,6	
N13	N12	1145,6	158,24
	Plancher a dalle pleine	39,46	
	Poteau (60*55)	24,48	
	Poutres (Pp+Ps)	17,25	
	Murs	21 ,52	
		1248,31	
	Nu=1.35Gt+1.5Qt	Gt=1248,31KN	
	Ns=Gt+Qt	Qt=158,24KN	
		Nu=1922,57KN	
		Ns=1406,55KN	

➤ **Les vérifications (Cas du poteau le plus sollicité (P1)) :**

• **Vérification à la compression simple**

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Tableau II.16 : Résultats de vérification à la compression simple

Poteaux	Sous-sol 6, 5	Entre sol4, 3	Entre sol 1 2,	RDC, 1,2	3 ^{ème} , 4	5 ^{ème} , 6 ^é . Toiture
Nu(KN)	2147.97	1806.2	1480.56	1171.3	721.76	416.46
B _{cal} (m ²)	0,152	0,127	0,105	0,083	0,057	0,029
B _{adp} (m ²)	0,33	0,3	0,275	0,225	0,18	0,1225

• **Vérification au flambement**

Tableau II.17 : Résultats de vérification au flambement

Poteau	Sous-sol 6, 5	Entre sol4, 3	Entre sol 1 2,	RDC, 1,2	3 ^{ème} , 4	5 ^{ème} , 6 ^é , Toiture
Nu(KN)	2147.97	1806.2	1480.56	1171.3	721.76	416.46
B _{adp} (m ²)	0.33	0.3	0,275	0,225	0,18	0,1225
l ₀ (m)	2.42	2.42	2.59	2.76	2.76	2.76
l _f (m)	1.694	1.694	1.813	1.932	1.932	1.932
I × 10 ⁻² (m ⁴)	1.08	0,762	0,520	0.341	0.213	0.125
i (m)	0.173	0.158	0.144	0.129	0.115	0.101
λ	9.79	10.72	12.59	14.97	16.8	19.13
α	0.836	0.834	0.828	0.819	0.812	0.802
B _{r_{cal}} (m ²)	0,139	0,117	0,097	0,077	0,048	0,028
B _{r_{adp}} (m ²)	0.307	0.278	0.254	0.206	0.163	0.108

• **Vérification aux exigences de l’RPA**

Selon le R.P.A99, les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

RPA99 (Art 7.4.1)

Tableau II.18: Résultat de vérification aux exigences de l’RPA

Poteau	Entre sol 6 5	Entre sol 4 et 3	Entre sol 2 et 1	RDC 1,2 ^{ème} étage	3,4 ^{ème} étage	5 ^{et} 6 ^{ème} étage+ toiture
min (b×h) ≥ 25cm	55	50	50	45	40	35
min(b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	13,6	13,6	14,45	15.3	15.3	15.3

$0.25 < \frac{b}{h} < 4.$	1	1	1	1	1	1
	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.5. Conclusion

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poutres principales : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Poteaux de sous-sol 6 et 5 : $(60 \times 55) \text{ cm}^2$

Poteaux de l'entre sol 4 et 3 : $(60 \times 50) \text{ cm}^2$

Poteaux de l'entre sol 2 et 1 : $(55 \times 50) \text{ cm}^2$

Poteaux de RDC 1 et 2^{ème} étage : $(45 \times 40) \text{ cm}^2$

Poteaux de 3 et 4^{ème} étage : $(45 \times 40) \text{ cm}^2$

Poteaux de 5, 6 et toiture : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Chapitre

3

Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : l'acrotère, les planchers, l'escalier ainsi que l'ascenseur.

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

III.2.1. Ferrailage de l'acrotère

On considère une section rectangulaire $b \times h$.

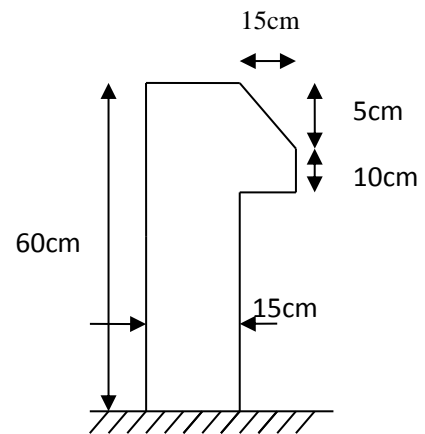
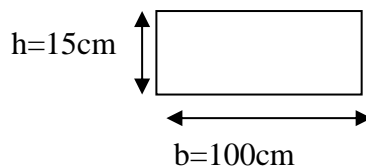


Fig III.1 : Acrotère

➤ Les charges

- ✓ Le poids total $G=3.1\text{KN}$ (voir II.3.2)
- ✓ La surcharge $Q=1\text{KN}$
- ✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,13 \Rightarrow F_p = 1,5\text{KN}.$$

- ✓ Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 9,31\text{cm}; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 33,67\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul

$$N_G = 3.1 \text{ KN}$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.5 \times 0.3367 \Rightarrow M_{F_p} = 0.505 \text{ KN.m}$$

La section est soumise à un moment d'encastrement et un effort normal de compression, donc le calcul se fera en flexion composée.

Tableau.III.1 : Les sollicitations sur l'acrotère.

Sollicitations	ELU	ELS
Combinaison de charges	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	4.185	3.1
M (KN.m)	0,9	0.6

1. A l'ELU

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 4.185 \text{ KN}$$

- **Vérification au flambement**

Nous avons une flexion avec une compression ; l'acrotère étant donc comprimé. Nous avons un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

➤ **Calcul de l'excentricité e_1**

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{4.185} = 0.215 \text{ m;} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central.

➤ **Calcul de la longueur de flambement**

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m} \quad \text{avec } l_0 : \text{hauteur de l'acrotère}$$

$$\text{Vérification au flambement : } \frac{l_f}{h} = \frac{1.2}{0.15} = 8 \leq \max(15, 28.66) = 28.66 \quad (\text{vérifiée})$$

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle e_1 par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$ avec :

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

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

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

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

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

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

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00576\text{m} \\ e = e_1 + e_2 + e_a = 0.215 + 0.00576 + 0.02 \Rightarrow e = 0.241\text{m} \end{cases}$$

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$$N_u : \text{Inchangé ; } M_{uG} = e \cdot N_u$$

- Calcul du moment fictif M_{uA} (l'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera en assimilant à une flexion simple sous l'effet du moment fictif)

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1 + 4.185 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,19 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$N_u = 4.185 \text{ KN}; M_{uG} = N_u * e = 4.185 * 0.241 = 1 \text{ KN.m}$$

$$h = 15 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

- **Calcul des armatures**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0058) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

\Rightarrow Pas...besoin...d'acier...comprimé

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10^0 / 00, f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0288; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.287 \times 10^{-4} - \frac{4.185 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_u = 0.167 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement $e = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq 60/4 = 15 \text{ cm.}$$

III.2.2. Vérification des contraintes

1. Contrainte de cisaillement : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = 1.5 \times Q \Rightarrow V_u = 1,5 \times 1 \Rightarrow V_u = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.0125 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

2. Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.5 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

3. Vérification de contraintes en flexion composée

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 3.13 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - Y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{t28} \times \eta} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

• *Position de l'axe neutre :* $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/3.13) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.236 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.12 - 0.236 \Rightarrow c = -0.116 \text{ m.}$$

$$c = -0.116 \text{ m}; y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$P = -3 \times (-0.116)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.116}{1} \Rightarrow P = -0.036 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.116)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.116)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0041 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $yc = 0,178 \Rightarrow Y_{ser} = 0,062m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 2,09 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{2,09 \times 10^{-3}} \times 0,062 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.092 MPa < \overline{\sigma_{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.13 \times 10^{-3}}{2,09 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.062) \Rightarrow \sigma_s = 1,3 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

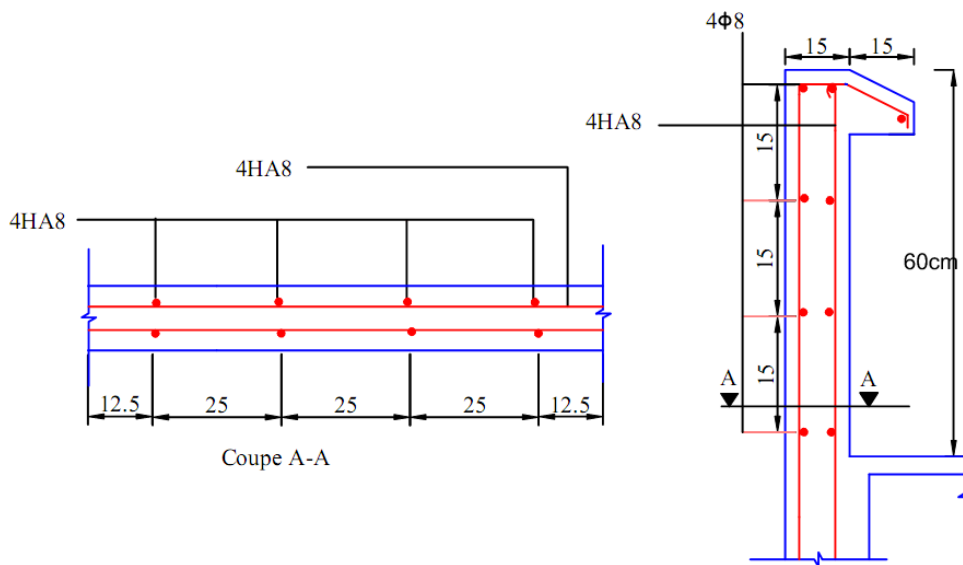


Fig. III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des planchers

III.3.1. Les plancher à corps creux

III.3.1.1. Méthodes de calcul des poutrelles

La méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT sont les deux méthodes de calcul pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles. Si les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de CAQUOT.

1. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.

Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

✓ Principe de la méthode forfaitaire

• Les moments fléchissant :

a. En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes (coefficient d'importance).

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

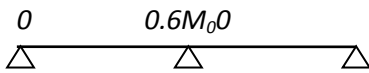
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée.

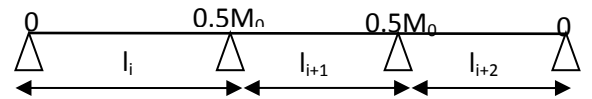
l_i : Portée de la travée.

b. En appuis:

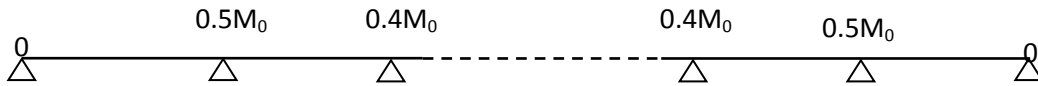
-Cas de 02 travées :



-Cas de 03 travées :



-Cas de plus de 03 travées :



• **Les efforts tranchants :**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 à 15% pour une poutre à deux travées et à 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

2. La méthode de Caquot

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des 3 conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

✓ **Application de la méthode**

• **Evaluation des moments**

a. En appuis

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

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

l'_g, l'_d : Longueurs fictives gauche et droite.

q_g, q_d : Chargeurs respectivement à gauche et à droite de l'appui.

b. En travée

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U * x}{2} (l - x)$$

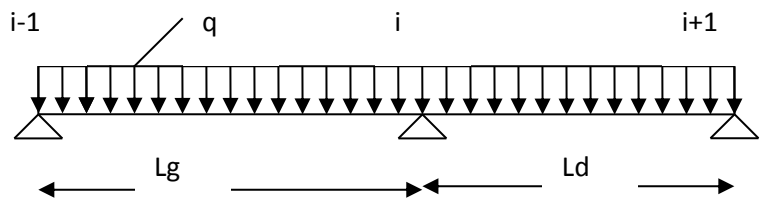


Fig III.3 : schéma statique de la poutrelle.

$$M(x) = \frac{P_u * x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$


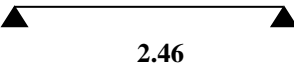

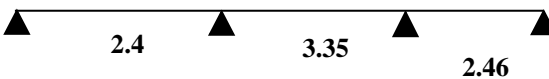
$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l * P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

III.3.1.2. Etude des poutrelles

1. Les différents types de poutrelles

Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1 (Terrasse inaccessible)	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

$$\text{À l'ELU : } P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{À l'ELS : } P_s = G + Q$$

La charge revenant à la poutrelle : $q_u = 0.65P_u$ et $q_s = 0.65P_s$

Tableau III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)

Terrasse inaccessible	5.95	1.00	9.53	6.19	6.95	4.52
Terrasse accessible	6.57	1.50	11.12	7.23	8.07	5.25
Etage courant	5.35	1.50	9.47	6.16	6.85	4.45
Etage bureaux	5.35	2.50	10.97	7.13	7.85	5.10

3. Calcul des sollicitations

❖ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée si les conditions suscitées sont vérifiées.

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$.

✓ terrasse inaccessible :

$$G = 5.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.95; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6.57; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher étage courant :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.35; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher étage bureaux :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.35; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

c) Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 3 : $0.8 \leq \frac{2.4}{3.35} \leq 1.25$ elle n'est pas vérifiée.

Type 4 : $0.8 \leq \frac{3.35}{2.46} \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{2.4}{3.35} \leq 1.25$ ne sont pas vérifiées.

d) Fissuration peu nuisible.

La troisième condition n'est pas vérifiée, ce qui implique que la méthode forfaitaire n'est pas applicable ; donc on applique la méthode de Caquot minorée C.-à-d. : on minore G

avec un coefficient de $2/3$ pour calculer les moments aux appuis, mais on revient à G pour le calcul des moments en travées.

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

✓ **Poutrelles du Plancher courant :**

Poutrelle de type 3 :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de *CAQUOT minorée*

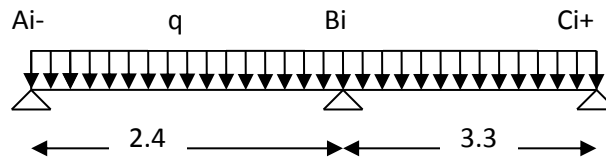


Fig. III.4 : Schéma de la poutrelle

Plancher courant : $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

On minore G ; $G' = \frac{2}{3} \times G = \frac{2}{3} \times 5.35 = 3.57 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations sur la poutrelle :

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

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

$P'_u = 7.07 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 4.60 \text{ KN/ml}$.

$P'_s = 5.07 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_s = 3.30 \text{ KN/ml}$.

Calcul des moments aux appuis:

$M_A = M_C = 0$; mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissurations pour équilibrer un moment $M = -0.15 M_0$; $M_0 = \max (m_0^1 ; m_0^2)$.

à l'ELU :

$$m_0^1 = q_u \cdot l_1^2 / 8 = 4.60 \cdot 2.4^2 / 8 = 3.31 \text{ KN.m}$$

$$m_0^2 = q_u \cdot l_1^2 / 8 = 4.60 \cdot 3.35^2 / 8 = 6.45 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$m_0 = 3.3 \cdot 3.35^2 / 8 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_A^u = M_C^u = -0.15 \cdot 6.45 = -0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_A^s = M_C^s = -0.15 \cdot 4.63 = -0.69 \text{ KN.m}$$

L'appui intermédiaire :

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} ; q_g = q_d = 4.60 \text{ KN/ml} ; l_g' = l_g = 2.4 \text{ m} ; l_d' = l_d = 3.35 \text{ m}.$$

$$M_B^u = -\frac{4.6(2.4^3 + 3.35^3)}{8.5(2.4 + 3.35)} = -4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -\frac{3.3(2.4^3 + 3.35^3)}{8.5(2.4 + 3.35)} = -3.47 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

On reprend la totalité de la charge ($G=5.35 \text{ KN/m}^2$) qui donne :

$$q_u = 6.16 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.45 \text{ KN/ml.}$$

Le moment en travée est donné par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

Travée A-B :

à l'ELU :

$$M_t^{AB} = \frac{P_U * x}{2} (l - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l} ; M_A = 0$$

$$dM(x)/dx = 0 ; dM(x)/dx = ql_1/2 - qx + M_B/ql_1 = 0$$

$$x = l_1/2 + M_B/ql_1$$

AN : $x = 2.4/2 - 4.83/(6.16 * 2.4) = 0.87 \text{ m}$

$$M_t^{AB} = \frac{6.16 \times 0.87}{2} \times (2.4 - 0.87) - 4.83 \times 0.87/2.4 = 2.34 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_t^{AB} = \frac{4.45 \times 0.87}{2} \times (2.4 - 0.87) - 3.47 \times 0.87/2.4 = 1.7 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : à l'ELU :

$$M_t^{BC} = \frac{P_U * x}{2} (l - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l} ; M_B = 0$$

$$dM(x)/dx = 0 ; ql_2/2 - qx - M_B/ql_2 = 0$$

$$x = l_2/2 - M_B/ql_2 ; x = 3.35/2 + 4.83/(6.16 * 3.35) = 1.9 \text{ m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{6.16 \times 1.9}{2} \times (3.35 - 1.9) - 4.83 \times (1 - 1.9/3.35) = 6.39 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_t^{BC} = \frac{4.45 \times 1.9}{2} \times (3.35 - 1.9) - 3.47 \times (1 - 1.9/3.35) = 4.63 \text{ KN.m}$$

- **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{q_u * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$V_A = 6.16 * 2.4 / 2 - 4.83 / 2.4 = 5.38 \text{ KN}$$

$$V_B = 6.16 * 3.35 / 2 + 4.83 / 3.35 = 11.75 \text{ KN}$$

$$V_C = -6.16 * 3.35 / 2 + 4.83 / 3.35 = -8.87 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

❖ *Planchers étage courant :*

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles étage courant

	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	q _u (KN/m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	A-B	2.46	4.60	0.00	0.00	6.16	1.23	4.66	7.57	-7.57
Type 3	A-B	2.4	4.6	0.00	-4.83	6.16	0.87	2.34	5.38	-9.40
	B-C	3.35	4.6	-4.83	0.00	6.16	1.9	6.39	11.75	-8.87
Type 4	A-B	2.4	4.6	0.00	-3.52	6.16	0.96	2.85	5.92	-8.86
	B-C	3.35	4.6	-3.52	-3.59	6.16	1.67	5.09	10.29	-10.34
	C-D	2.46	4.6	-3.59	0.00	6.16	1.47	3.04	9.04	-6.12

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des différents types des poutrelles étage courant

	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	q _u (KN/m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	A-B	2.46	3.3	0.00	0.00	4.45	1.23	3.37	5.47	-5.47
Type 3	A-B	2.4	3.3	0.00	-3.47	4.45	0.87	3.01	3.89	-6.78
	B-C	3.35	3.3	-3.47	0.00	4.45	1.9	4.63	8.49	-6.42
Type 4	A-B	2.4	3.3	0.00	-2.52	4.45	0.96	2.07	4.29	-6.39
	B-C	3.35	3.3	-2.52	-2.57	4.45	1.67	3.69	7.44	-7.47
	C-D	2.46	3.3	-2.57	0.00	4.45	1.47	2.21	6.52	-4.43

❖ *Plancher terrasse inaccessible :*

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible

	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	q_u (KN/m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type1	A-B	2.95	4.46	0.00	0.00	6.19	1.475	6.74	9.13	-9.13

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible

	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	q_s (KN/m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type1	A-B	2.95	3.23	0.00	0.00	4.52	1.475	4.92	6.67	-6.67

❖ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles de la terrasse accessible

	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	q_u (KN/m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 2	A-B	2.46	5.31	0.00	0.00	7.23	1.23	5.47	8.89	-8.89
Type 3	A-B	2.4	5.31	0.00	-5.58	7.23	0.87	2.79	6.35	-11
	B-C	3.35	5.31	-5.58	0.00	7.23	1.9	7.54	13.78	-10.44
Type4	A-B	2.4	5.31	0.00	-4.06	7.23	0.96	3.37	6.98	-10.37
	B-C	3.35	5.31	-4.06	-4.15	7.23	1.67	6.04	12.08	-12.13
	C-D	2.46	5.31	-4.15	0.00	7.23	1.47	3.59	10.58	-7.21

Tableau III.9: Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de la terrasse accessible

	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	q_u (KN/m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 2	A-B	2.46	3.82	0.00	0.00	5.25	1.23	3.97	6.46	-6.46
Type 3	A-B	2.4	3.82	0.00	-4.02	5.25	0.87	2.03	4.63	-7.98
	B-C	3.35	3.82	-4.02	0.00	5.25	1.9	5.49	9.99	-7.59

Type4	A-B	2.4	3.82	0.00	-2.93	5.25	0.96	2.46	5.08	-7.52
	B-C	3.35	3.82	-2.93	-2.99	5.25	1.67	4.40	8.78	-8.81
	C-D	2.46	3.82	-2.99	0.00	5.25	1.47	2.62	7.67	-5.24

❖ *Planchers étage bureaux :*

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles étage bureaux

	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	q _u (KN/m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	A-B	2.46	5.57	0.00	0.00	7.13	1.23	5.40	8.77	-8.77
Type 3	A-B	2.4	5.57	0.00	-5.86	7.13	0.87	2.62	6.11	-10.99
	B-C	3.35	5.57	-5.86	0.00	7.13	1.9	7.29	13.69	-10.19
Type4	A-B	2.4	5.57	0.00	-4.26	7.13	0.96	3.22	6.78	-10.33
	B-C	3.35	5.57	-4.26	-4.35	7.13	1.67	5.70	11.92	-11.97
	C-D	2.46	5.57	-4.35	0.00	7.13	1.47	3.44	10.54	-07.00

Tableau III.11: Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles étage bureaux

	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	q _u (KN/m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	A-B	2.46	3.94	0.00	0.00	5.10	1.23	3.86	6.27	-6.27
Type 3	A-B	2.4	5.57	0.00	-5.86	7.13	0.87	2.62	6.11	-10.99
	B-C	3.35	5.57	-5.86	0.00	7.13	1.9	7.29	13.69	-10.19
Type4	A-B	2.4	3.94	0.00	-3.02	5.10	0.96	2.32	4.86	-7.38
	B-C	3.35	3.94	-3.02	-3.08	5.10	1.67	4.11	8.52	-8.56
	C-D	2.46	3.94	-3.08	0.00	5.10	1.47	2.47	7.52	-5.02

4. Ferrailage des poutrelles

a) Ferrailage longitudinale

Le ferrailage se fait en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

Exemple illustratif

- Plancher étage courant :

À ELU:

$$M_{t_{max}} = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{int}^a = -4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{rive}^a = -0.97 \text{ KN.m}$$

$$V = 11.75 \text{ KN}$$

- **En travée**

Moment équilibré par la table de compression

$$b = 60 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{Tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$M_{Tu} = 55 \text{ KN.m} \geq M_t = 6.39 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b * h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{6.39 * 10^{-3}}{0.60 * 0.18^2 * 14,2} = 0,023 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,023) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < 0.186 \quad \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{6.39 * 10^{-3}}{0,177 * 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour **A=3T8=1.51cm²**

- **Aux appuis**

Au niveau des appuis le moment est négatif donc la table de compression est tendue, le calcul se ferapour une section rectangulaire ($b_0 * h$).

- ✓ **Appuis intermédiaires**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{int}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{4.83 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.105 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,105) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.105 < 0.186 \quad \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.139$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0,169 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^a_{int}}{Z * f_{st}} = \frac{4.83 * 10^{-3}}{0.169 * 348} = 0.82 cm^2$$

On opte $A = 2T8 = 1.01 cm^2$

✓ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M^a_{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.97 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.021 Mpa$$

$$\mu_{bu} (= 0.021) \leq \mu_l (= 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.021 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.178 m$$

$$A = \frac{M^a_{rive}}{Z * f_{st}} = \frac{0.97 * 10^{-3}}{0.178 * 348} = 0.16 cm^2$$

On opte $A = 1T8 = 0.50 cm^2$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

▪ En travée

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.60 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.3 cm^2$$

$$A (= 1.51 cm^2) \geq A_{min} (= 1,3 cm^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ En appuis

$$A_{min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 * 10 * 18 * \frac{2,1}{400} = 0,22 cm^2$$

Appuis intermédiaire : $A (= 1.01 cm^2) \geq A_{min} (= 0,22 cm^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Appuis de rive : $A (= 0.50 cm^2) \geq A_{min} (= 0,22 cm^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

b) Armatures transversales

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 11.75 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{11.75 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.65 Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 MPa] = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

▪ Choix des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 8 \right) \quad \phi_t \leq 6$$

On choisit un étrier T6

$$A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacements**

$$S_t \leq \min (S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3})$$

$$S_{t_1} \leq \min (0,9*d ; 40\text{cm})$$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t * f_e}{b_0 * 0,4}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{(0,8 * A_t * f_e)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{t28}) * 1,15} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$S_{t_1} \leq \min(0,9*0.18; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t_1} \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_{t_2} \leq \frac{0,57 * 10^{-2} * 400}{0,1 * 0,4} \Rightarrow S_{t_2} \leq 57\text{cm}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{(0,8 * 0,57 * 10^{-2} * 400)}{0,1 * (0,65 - 0,3 * 2,1) * 1,15} \Rightarrow S_{t_3} \leq 793.04\text{cm}$$

On choisi : $S_t = 15\text{cm}$.

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

○ **sur le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq V_{\max}$

$$V_u \leq 0,4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u (\max) \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0,9*d = 0,9*0.18 = 0.162$$

$$V_u (=11.75\text{KN}) \leq 108.1\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

○ **Sur l'acier :**

✓ Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left[11.75 - \frac{4.83}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -0.52 \text{ cm}^2.$$

✓ Au niveau de l'appui de rive : on a $M_u = -0.97 \text{ KN.m}$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 11.75 \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq 0.338$$

$$A_t \geq 0.338 \text{ cm}^2$$

Or $A_t = 1.51 + 0.50 = 2.01 \text{ cm}^2$ C'est vérifié.

Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{11.75 \times 10^{-3} \left(\frac{0.60 - 0.10}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

▪ Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

▪ Etat limite d'ouverture des fissures *BAEL 91 (Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

▪ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

♦ En travée

$$M_{tser}^{\max} = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2.$$

- Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times (h_0 - d') - 15 \times A_s \times (d - h_0) ; A' = 0$$

$$H = 162.9 \text{ cm}^3 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$0.05y^2 + 0.02227y - 8.077 \times 10^{-4} = 0 \text{ donc } y = 0.0337\text{m.}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$I = 5.62 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (4.63 \times 10^{-3} \times 0.0337) / (5.62 \times 10^{-5}) = 2.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{---}$$

♦ **A l'appui intermédiaire**

$$M_{a, \text{ser}}^{\text{max}} = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) ; A' = 0$$

$$H = 267.9 \text{ cm}^3 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$0.05y^2 + 0.02152y - 6.727 \times 10^{-4} = 0 \text{ donc } y = 0.0293\text{m.}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$I = 3.44 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (3.47 \times 10^{-3} \times 0.0293) / (3.44 \times 10^{-5}) = 2.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche** : elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91** (Article B.6.5) et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{335} = 0.059 < \frac{1}{16} = 0.063$; La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f)**

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0$ $\mu = 0$

▪ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.91 = 3.19 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.35 = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.35 + 1.5) = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{3.19 \times 3.35^2}{8} = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.48 \times 3.35^2}{8} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.45 \times 3.35^2}{8} = 6.24 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 4.14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_0 = 4.14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 5.62 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A_s = 1.51 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{10 \times 18} = 0.00839$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$y = 0.0337 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.60}) \times 0.00839} = 5 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 5 = 2$$

- **Calcul des contraintes**

$$* \sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 174.54 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 230.06 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 \times \frac{M_{Pser} \times (d - y)}{I} = 243.66 \text{ MPA}$$

- **Calcul des inerties fictives**

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{Sj}) + f_{t28}} = 0.538$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{Sg}) + f_{t28}} = 0.625$$

$$* \mu_P = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{SP}) + f_{t28}} = 0.642$$

$$I_{f_{ij}} = 1.23 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 1.10 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 2.02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{4.47 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.2 \times 1.23 \times 10^{-4}} = 1.26 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.88 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.2 \times 1.10 \times 10^{-4}} = 1.54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{6.24 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 32164.2 \times 1.08 \times 10^{-4}} = 2.01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.88 \times 10^{-3} \times 3.35^2}{10 \times 10721.4 \times 2.02 \times 10^{-4}} = 2.52 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale Δf**

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = (2.52 - 1.26 + 2.02 - 1.54) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 1.73 \times 10^{-3} m$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.173 cm < f_{adm} = 0.67 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

❖ Ferrailage des autres poutrelles

Tableau III.12: Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		MKN. m	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Terrasse inaccessible	travée	6.74	0.024	0.031	0.178	1.09	1.33	3HA8=1.51
	Appui interm	/	/	/	/	/	/	/
	Appui de rive	0.72	0.016	0.019	0.178	0.12	0.2	1HA8=0.50
terrasse accessible	travée	7.54	0.027	0.035	0.178	1.22	1.33	3HA8=1.51
	Appui interm	5.58	0.122	0.163	0.168	0.95	0.2	2HA8=1.01
	Appui de rive	1.12	0.024	0.03	0.178	0.18	0.2	1HA8=0.50
Etage Bureau	travée	7.29	0.027	0.03	0.178	1.18	1.33	3HA8=1.51
	Appui interm	5.86	0.128	0.171	0.168	1	0.2	2HA10=1.01
	Appui de rive	1.17	0.026	0.03	0.178	0.189	0.2	1HA8=0.50

Vérification au cisaillement :

Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant

plancher	V_U (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	9.13	0.51	3.25
Poutrelles du Plancher accessible	13.78	0.77	3.25
Poutrelles du plancher Bureau	13.69	0.76	3.25

❖ **Choix des armatures transversales :**

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$

L'espacement $S_t = 15\text{cm}$ pour toutes les poutrelles.

Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

plancher	V_U (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	9.13	0.59	3.25
Poutrelles du Plancher accessible	13.78	0.89	3.25
Poutrelles du plancher Bureau	13.69	0.88	3.25

▪ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

▪ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Tableau III.14 : Vérification à l'état limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observa
	M_t (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ (MPa)	
Terrasse inaccessible	4.92	0.0337	5.62×10^{-5}	2.95	0.52	0.0244	2.17×10^{-5}	0.58	Vérifier
Terrasse accessible	5.49	0.0337	5.62×10^{-5}	3.29	4.02	0.0293	3.44×10^{-5}	3.42	Vérifier

Etage Bureaux	5.24	0.0337	5.62×10^{-5}	3.14	4.15	0.0293	3.44×10^{-5}	3.53	Vérifier
----------------------	------	--------	-----------------------	------	------	--------	-----------------------	------	----------

- **Vérification de la flèche** : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.15 : Vérification à l'état limite de déformation

Planchers	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage bureaux
q_{jser} (KN/m)	3.48	3.98	3.19
q_{gser} (KN/m)	3.87	4.27	3.48
q_{pser} (KN/m)	4.52	5.25	5.10
M_{jser} (KN.m)	3.79	4.19	3.36
M_{gser} (KN.m)	4.21	4.49	3.66
M_{pser} (KN.m)	4.92	5.52	5.37
I_0 (m ⁴)	4.14×10^{-4}	4.14×10^{-4}	4.14×10^{-4}
ρ	0.00839	0.00839	0.00839
λ_v	2	2	2
λ_i	5	5	5
σ_{sj} (MPa)	147.99	163.61	131.2
σ_{sg} (MPa)	164.39	175.33	142.92
σ_{sp} (MPa)	192.12	215.55	209.69
μ_j	0.479	0.516	0.435
μ_g	0.518	0.539	0.467
μ_p	0.570	0.606	0.598
I_{fij} (m ⁴)	1.34×10^{-4}	1.27×10^{-4}	1.43×10^{-4}

I_{ig} (m ⁴)	1.27×10^{-4}	1.23×10^{-4}	1.37×10^{-4}
I_{ip} (m ⁴)	1.18×10^{-4}	1.13×10^{-4}	1.14×10^{-4}
I_{vg} (m ⁴)	2.24×10^{-4}	2.19×10^{-4}	2.35×10^{-4}
f_{ji} (m)	7.65×10^{-4}	1.15×10^{-3}	8.19×10^{-4}
f_{gi} (m)	8.97×10^{-4}	1.27×10^{-3}	9.32×10^{-4}
f_{pi} (m)	1.13×10^{-3}	1.7×10^{-3}	1.64×10^{-3}
f_{gv} (m)	1.52×10^{-3}	2.14×10^{-3}	1.63×10^{-3}
Δf (cm)	0.0988	0.142	0.152
f_{adm} (cm)	0.59	0.67	0.67

5. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour un treillis soudé **Ts ϕ 6 (150×150)mm²**.

Les espacements ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Schéma de ferrailage des poutrelles :

Type	Travée	Appui de rive
------	--------	---------------

Terrasse inaccessible			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible, étage courant, étage bureaux			

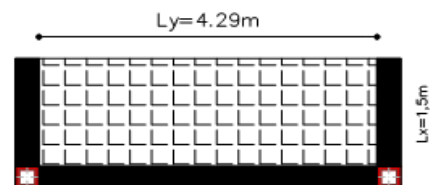
III.3.2. Les dalles pleines

III.3.2.1. Dalles pleines des balcons (sur trois appuis)

➤ Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul se fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) \quad l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2}{2} l_y - \frac{2P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$



FigIII.5:Dalle sur 03 appuis

$$2) \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{6} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P \times l_y^3}{3} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{1.5}{4.29} = 0,35 \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens c.-à-d. : suivant } L_x$$

Le schéma statique de la dalle est comme suit :

$$\text{On a: } G = 4.1 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 10,78 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 7,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4,29}{2} = 2,14 \text{ m} \Rightarrow L_x < L_y / 2$$

➤ **Ferraillage à l'E.L.U**

$$\text{Donc : } M_{0x} = \frac{10,78 \times 1,5^2 \times 4,29}{2} - \frac{2 \times 10,78 \times 1,5^3}{3} = 27,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{10,78 \times 1,5^3}{6} = 6,06 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 23,60 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0y} = 8,33 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0x} = 1,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dx=0,094\text{cm}; dy=0,082; e=3\text{cm}; h=12\text{cm}; b=1\text{m}, \text{ F.P.N}$$

Tableau III.16: Ferraillage de la dalle sur 3 appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{a \text{ dop}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En	Selon y	5,15	0,0644	0,0833	0,0724	2,04	0	4T10=3,16

Travée	Selon x	23,6	0,23	0,332	0,0736	9,2	0,96	7T12+ 2T10=9,49
En appui	Selon y	1,81	0,012	0,016	0,099	0,52	0	4T8=2,01
	Selon x	8,33	0,0588	0,075	0,0969	2,47	0,96	4T10=3,16

➤ Calcul de l'espacement des armatures

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=11cm$

• Vérification à l'E.L.U

○ L'effort tranchant

La dalle travaille selon -xx- donc :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} = \frac{10,78 \times 1,5}{2} = 8,08 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{8,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} \Rightarrow \tau_{\max} = 0,0808 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa}$$

• Vérification a l'E.L.S

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 7,6 \times \frac{1,5^2}{2} \times 4,29 - \frac{2}{3} \times 7,6 \times 1,5^3 = 19,57 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser_y} = 0,85 \times 19,57 = 16,63 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7,6 \times \frac{1,5^3}{6} = 4,27 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser_x} = 0,85 \times 4,27 = 3,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée // L_x :

➤ Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3,16 \times 10^{-4} y - 15 \times 3,16 \times 10^{-4} \times 0,09 = 0$$

On trouve : $y = 0,0264 \text{ m}$

➤ Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0264^3 + 15 \times 3,16 \times 10^{-4} (0,1 - 0,0264)^2$$

$$I = 3029,8 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16,63 \times 10^{-3} \times 0,0264}{3029,8 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,49 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

b. Etat limite de déformation :

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0,08 > 0,042 \dots \text{Vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,101 < 0,0105 \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0,024 < 0,042 \dots \text{condition non Vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0034 < 0,0105 \dots \text{Vérifiée.}$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée donc, le calcul de la flèche est nécessaire :

On utilisant le logiciel **SOCOTEC**, on obtient les résultats suivants :

Tableau III.17 : Vérification de la flèche.

	M_T	M_0	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}	f_{gi}	$f_{(mm)}$	$f'_{T(mm)}$	vérification
Sens xx	16.63	19.57	1.38	0.46	1.49	0.64	1.77	3	Vérifiée
Sens yy	3.63	4.27	1.99	0.53	1.27	0.66	2.07	8.58	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis :

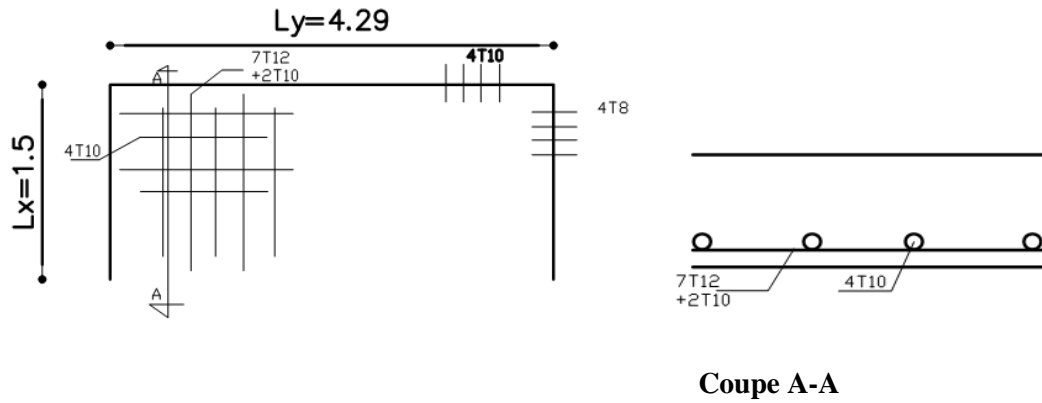


Fig.III.6: Schéma de ferrailage de la dalle.

III.3.2.2. Etude des dalles pleines du parking (sur 04 appuis)

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1. Evaluation des charges

$$G = 4,86 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 10,31 \text{ KN/m}$

A l'ELS : $P_S = G + Q = 7,36 \text{ KN/m}$

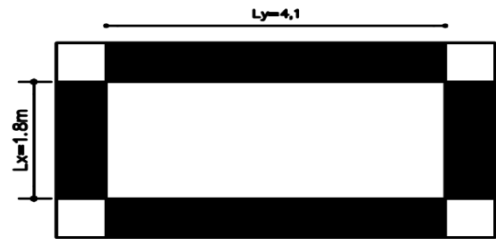


Fig.III.7: Dalle pleine sur 4 appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{410} = 0.43 \Rightarrow \rho > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.43$

➤ **Calcul des moments** : du tableau 1 on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.43$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.106 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 3,54 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0,88 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (BAEL Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

▪ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (3,54) = 2.66 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (0.88) = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.4 \times M_{ox} = 0.4 \times (3.54) = 1.41 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.4 \times M_{oy} = 0.4 \times (0.88) = 0.353 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{cm})$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \quad d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \cdot 1.2 + 3\right) = 9.2 \text{cm}$$

- **En travée**

- **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0173 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0218 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.103 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.103} \Rightarrow A = 0.74 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.092^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0054 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0068 ; Z = 0.091 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.091} \Rightarrow A = 0.2 \text{cm}^2$$

- **En appuis**

○ **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0091 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_t = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0115 ; z = 0.091m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.41 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.44cm^2$$

○ **Sens yy**

$$\mu_{bu} = 0.0029 ; \alpha = 0.0036 ; z = 0.091m \quad A = 0.11cm^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

○ **Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.43}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.43cm^2$$

$$\text{○ Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12cm^2$$

Tableau.III.18: Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_a^{\min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	2.66	1.41	0.74	0.44	1.43	1.43	3T8=1.51	3T8=1.51
Sens yy	0.66	0.353	0.2	0.11	1.12	1.12	3T8=1.51	3T8=1.51

➤ **Espacement des armatures**

- **Armatures // L_x :** $S_t \leq \min(3e, 33cm) = 30cm$

- **Armatures // L_y :** $S_t \leq \min(4e, 45cm) = 30$ cm, On opte: $S_t=30cm$ pour les deux sens

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Cisaillement** : $F.N \rightarrow \tau_U < \overline{\tau_U} = \min[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa]$

$$V_{max} = \frac{Pu \times Lx}{2} \times (Ly^4)/(Ly^4 + Lx^4) \rightarrow V_{max} = 8.94KN$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104} \Rightarrow \tau_U = 0.85MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **État limite de compression du béton** : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\overline{\sigma_b} = 15MPa)$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L^2_x \Rightarrow M_x = 0.1087 \times 7.36 \times 1.8^2 = 2.59KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3077 \times 2.59 = 0.79KN.m \end{cases}$$

(Annexe I)

Moments en travées

$$M_t^x = 0.75M_x \Rightarrow M_t^x = 1.94KN.m$$

$$M_t^y = 0.75M_y \Rightarrow M_t^y = 0.59KN.m$$

Moments aux appuis : $M_a^x = 0.4M_x \Rightarrow M_a^x = 1.03KN.m$

$$M_a^y = 0.4M_{oy} \Rightarrow M_a^y = 0.3KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Selon L_x : $M_t^x = 1.94KN.m, A = 1.51cm^2$; $d = 10,4cm$; $Y = 1.9cm$; $I = 1868.56cm^4$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L^2_x \Rightarrow M_x = 0.1087 \times 7.36 \times 1.8^2 = 2.59KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3077 \times 2.59 = 0.79KN.m \end{cases}$$

Selon L_y : $d = 0,092m$; $M_t^y = 0.59KN.m, A = 1.51cm^2$; $Y = 1.8cm$; $I = 1417.71cm^4$

$$\sigma_{bc} = 2,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Selon L_x : $M_x^t = 1.94 \text{ KN.m}$, $A = 1.51 \text{ cm}^2$ et $d = 10,4 \text{ cm}$; $Y = 1.9 \text{ cm}$; $I = 1868.56 \text{ cm}^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 132.37 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 0.59 \text{ KN.m}$; $A = 1.51 \text{ cm}^2$; $Y = 1.8 \text{ cm}$; $I = 1417.71 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_y - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 46.19 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

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

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0.077 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

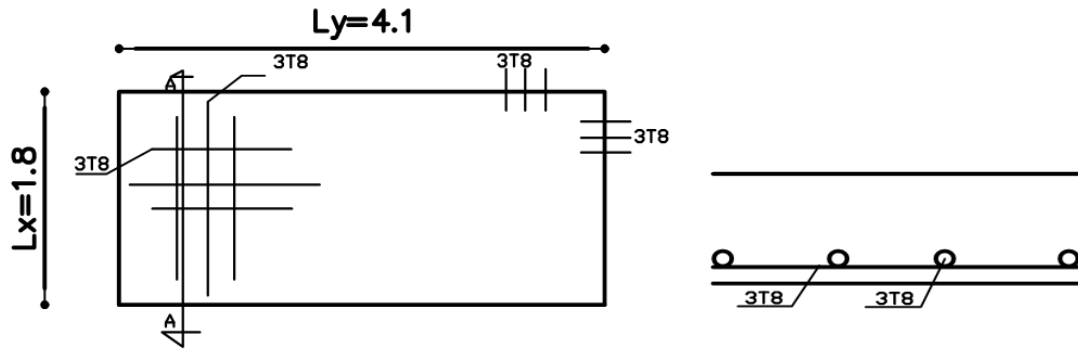
$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.04 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0034 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.



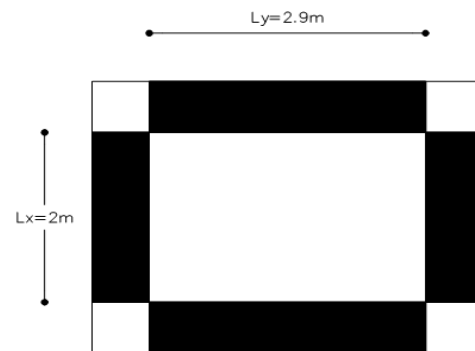
Coupe A-A

Fig.III.8 : Schéma de ferrailage de dalle pleine intermédiaire sur 4 appuis

❖ Dalle pleine de rive sur 4 appuis :

$$\underline{\text{A l'ELU}} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 10,31 \text{ KN/m}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : P_S = G + Q = 7,36 \text{ KN/m}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{290} = 0.68 \Rightarrow \rho > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

- **Calcul des moments :** Du tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.68$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 2.92 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 1.18 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (2.92) = 2.48 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (1.18) = 1.003 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (2.92) = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (1.18) = 0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Après calcul on a abouti aux résultats suivants :

Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis de rive

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_a^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	2.48	0.87	0.6	0.21	1.29	1.29	3T8=1.51	3T8=1.51
Sens yy	1.003	0.35	0.24	0.084	1.12	1.12	3T8=1.51	3T8=1.51

➤ **Espacement des armatures**

- **Armatures // L_x :** $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

- **Armatures // L_y :** $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 30\text{cm}$, On opte: $S_t=30\text{cm}$ pour les deux sens

➤ **Cisaillement**

$$V_{max} = \frac{Pu \times Lx}{2} \times (Ly^4)/(Ly^4 + Lx^4) \rightarrow V_{max} = 8.4 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{8.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} \Rightarrow \tau_U = 0.07 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\text{État limite de compression du béton : } \left(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0767 \times 7.36 \times 2^2 = 2.25 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5584 \times 2.25 = 1.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

(Annexe I)

Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 1.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 1.07 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis : $M_a^x = 0.3M_x \Rightarrow M_a^x = 0.67KN.m$

$$M_a^y = 0.3M_{oy} \Rightarrow M_a^y = 0.37KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Selon L_x : $M_x^t = 1.91KN.m$, $A = 1.51cm^2$; $d_x = 10,4cm$; $Y = 1.9cm$; $I = 1868.56cm^4$

Selon L_y : $d = 9,2$; $M_y^t = 1.07KN.m$; $A = 1.51cm^2$; $Y = 1.8cm$; $I = 1417.71cm^4$

$$\sigma_{bc} = 1.35MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Selon L_x : $M_x^t = 1.91KN.m$, $A = 1.51cm^2$, $d_x = 10,4cm$; $Y = 1.9cm$; $I = 1868.56cm^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63MPa. \text{ BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 130.32MPa \leq 201.63MPa \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 1.07KN.m$; $A = 1.51cm^2$; $Y = 1.8cm$; $I = 1417.71cm^4$; $d_y = 0.092m$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_y - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 83.77MPa \leq 201.63MPa \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

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

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.07 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérfiée. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

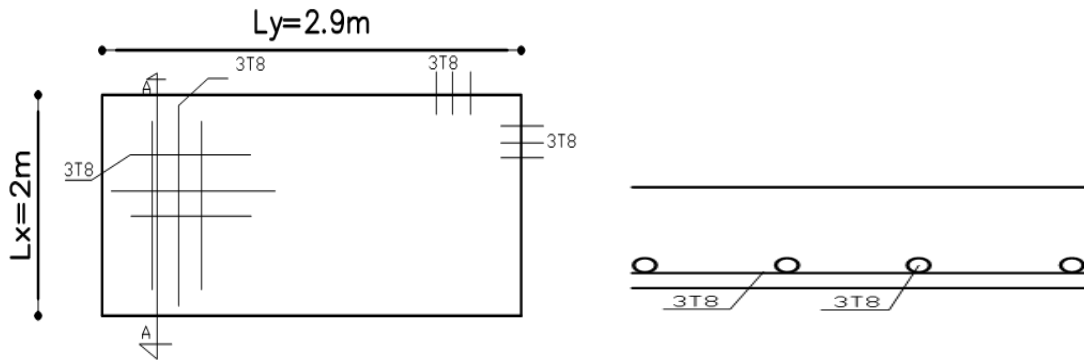
$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.048 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0034 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.



Coupe A-A

Fig.III.9 : Schéma de ferrailage dedalle pleine de rive sur 4 appuis

III.3.2.3. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui lui sont appliquées.

A. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5KN/m^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88KN/m^2 \text{ Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88KN/m^2.$$

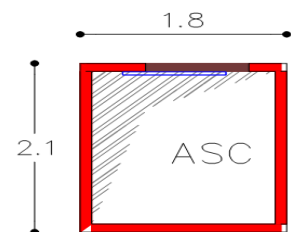


Fig.III.10: vue en plan de l'ascenseur

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.78} = 38,35 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 44.23 \text{ KN/m}^2.$$

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

a) Cas d'une charge répartie

➤ Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 44.23 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 61.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.1} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0506 \times 61.21 \times 1.8^2 \Rightarrow M_0^x = 10,03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.88 \text{ KNm}$$

➤ Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.52 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.85 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 3 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 1.75 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{200}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 14 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.4}{2} + 2 \right) = 17.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{3}{2} 1.4 + 2 \right) = 15.9 \text{ cm}$$

Tableau.III.20: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
travée	x-x	10.03	0.0236	0,0299	0.171	1,68	1,72
	y-y	5.85	0,0163	0,0205	0,157	1,06	1,6
appui	y-y	1,75	0,0048	0,006	0,158	0,31	1,6
	Xx	3	0,007	0,0088	0,172	0,5	1,72

○ **Vérification à l'E.L.U**

➤ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.69$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.72cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Calcul des espacements**

F.P.N:

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Tableau.III.21: Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	10.53	3	1,68	1.72	0,5	1.72	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5,85	1,75	1,06	1.6	0.31	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right] = 3.33MPa$$

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$V_{\max} = V_x = q_u \times \frac{l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = 35,77 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.316 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

b) Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

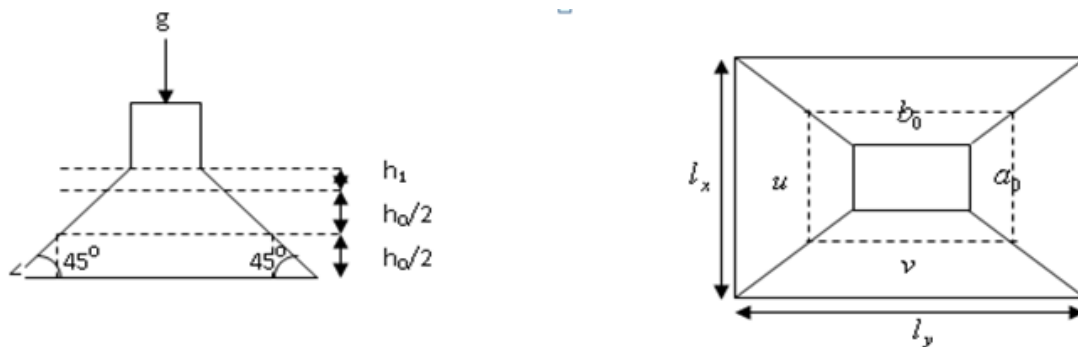


Fig.III.11 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad ; M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho = 0.85 \quad \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{210} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.51 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.066; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{210} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.51 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{108}{108} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 1 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.047$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.066 = 6.44KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.047 = 4.58KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.54KNm \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.06KNm$$

- **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.98KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.64KN.m \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

-En travée : $M_t^x = 0.85 \times 7.98 = 6.78 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.85 \times 5.64 = 4.79 \text{ KN.m}$

-Aux appuis : $M_x^a = 0.3 \times 7.98 = 2.39 \text{ KN.m}$

$M_y^a = 0.3 \times 5.64 = 1.69 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage** : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 17 \text{ cm}$

Tableau.III.22: Ferraillage de la dalle de la salle des machines

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sensx-x	6.78	2.39	1.15	1.72	0.4	1.72	4T10=3,16	4T10=3,16
Sensy-y	4.79	1,69	0.81	1.6	0.28	1.6	4T10=3.16	4T10=3,16

○ **Vérification à l'E.L.U**

➤ **Vérification au poinçonnement** : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91(Article H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm.} ; p_u = 97,605 \text{ KN}$

Or $p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN}$. Pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** : $b = 100 \text{ cm} ; d = 17,3 \text{ cm}$.

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.173 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

C'est vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \rightarrow 0.1111 > 0.042 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0018 < 0.0105 \end{array} \right. \quad \text{Vérfiées}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

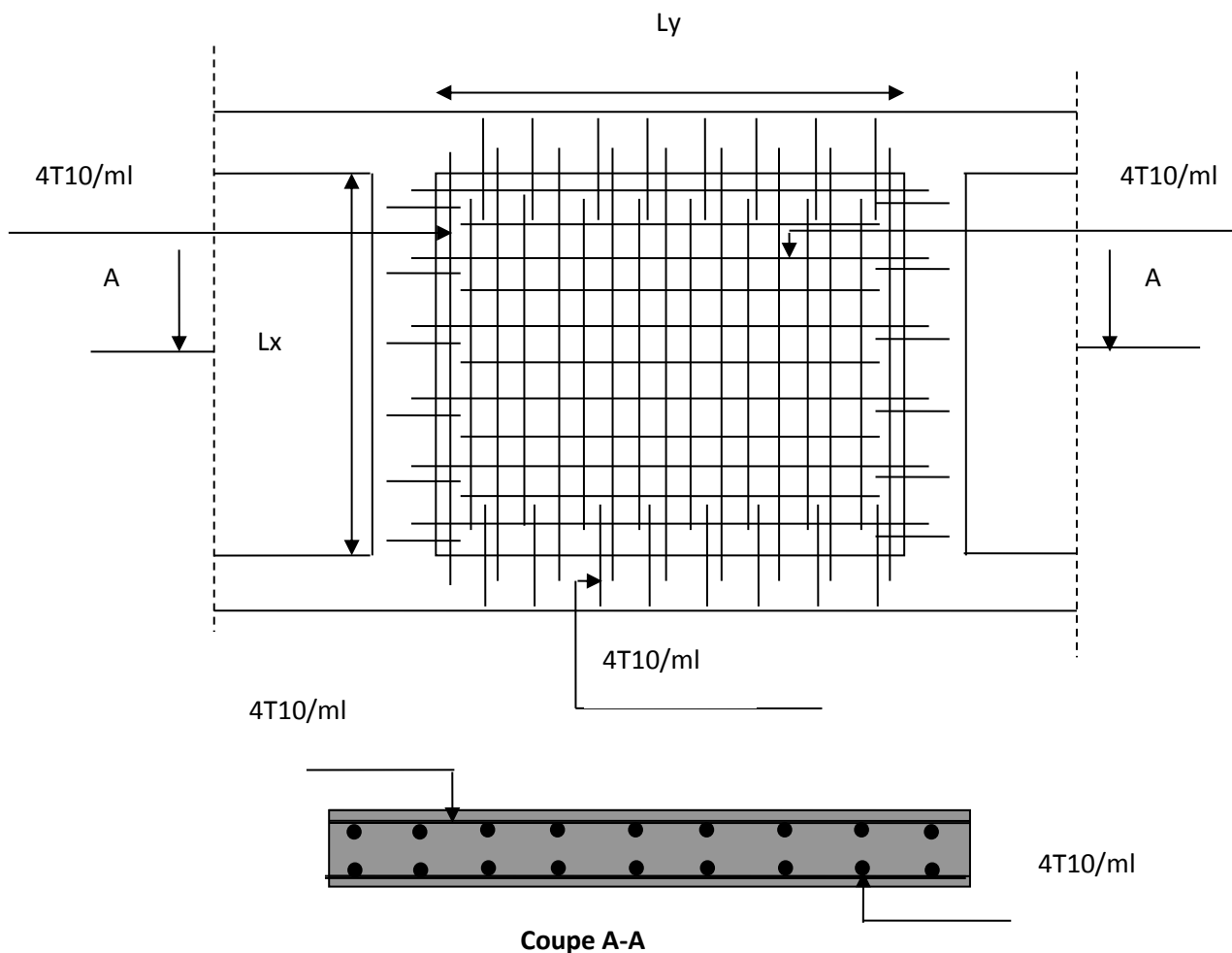


Fig.III.12: Ferrailage de l'ascenseur

III.4. Etude des escaliers

III.4.1. Etude du 1^{er} type d'escalier :

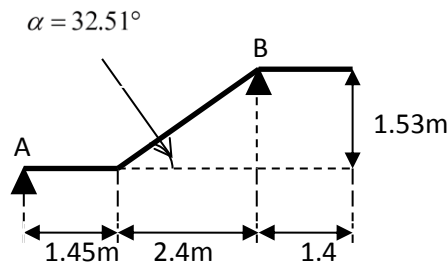


Fig.III.13 : Schéma statique

Le deuxième palier étant une dalle sur trois appuis ; il sera calculé ultérieurement. Le système se réduit à :

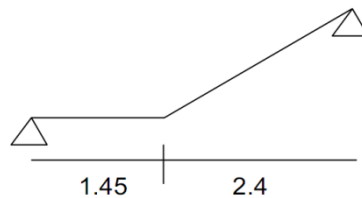


Fig.III.14 : Schéma statique

Volée :

$$G_{\text{volée}} = 8.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

1. Combinaisons des charges :

-L'ELU :

$$q_{pu} = 1.35G_p + 1.5 Q_p = 11.33 \text{ KN/ml} \quad q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.657 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2} \quad q_{eq} = 14.03 \text{ KN/ml}$$

-L'ELS :

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 11.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = G_p + Q_p = 8.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2} \quad q_{eq} = 10.11 \text{ KN/ml}$$

➤ **les sollicitations :**

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a(\text{KNm})$	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$V_{\max}(\text{KN})$
ELU	26	22.1	13	27	27	27
ELS	18.74	15.93	9.37	19.46	19.46	19.46

➤ **Le ferrailage :**

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$
En travée	0.061	0.079	0.15494	4.1
En appuis	0.036	0.046	0.1571	2.38

➤ **Vérifications :**

1-A L'ELU :

1.1.Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.16 * 2.1 / 400 = 1.93 \text{cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

En travée : on adopte 5HA12As = 5.65 cm²

En appuis : on adopte 4HA10As = 3.14 cm²

1.2.Les armatures de répartition:

En travée :

$$A_r = A/4 = 5.65/4 = 1.413 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA8 d'une section $A_s = 2.01 \text{cm}^2$.

En appuis :

$$A_r = A/4 = 3.14/4 = 0.785 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{cm}^2$.

1.3.Ecartement des barres:

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \text{Min} (3 e ; 45) \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures transversales:

$$S_t \leq \text{Min} (4 e ; 45) \quad \text{On adopte } S_t = 30 \text{ cm}$$

1.4.L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.168 \text{MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{0.07}{\gamma} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < 1.17 \text{ MPa}$; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1-5-L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

- l'influence sur le béton :

$$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \Rightarrow V_u = 27 \text{ KN} \leq 0.267 * 0.144 * 1 * 25 = 961.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- l'influence sur les armatures tendues :

$$A \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A \geq (27 \times 10^{-3} - \frac{13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = -1.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = v_u / (0.9 * d * u_i)$$

$$\tau_{adm} = \psi_s * f_{tj} \quad \psi_s = 1.5 \text{ HA}$$

$$\tau_{ser} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 0.6 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

2. A L'ELS :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad y = \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$Y = 4.43 \text{ cm} \quad I = 14243 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$Y = 3.44 \text{ cm} \quad I = 8787.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.1. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.85} = 0.047 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.047 \leq 0.085 \dots \dots \dots \text{Pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00353 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$

$I = 6324.56 \text{ cm}^4$ $y = 3.412 \text{ cm}$ $E_i = 32164, 2 \text{ MPa}$. $E_v = 10721,4 \text{ MPa}$

$I_0 = 28155.43 \text{ cm}^4$ $\lambda_i = 5.6 \lambda_v = 2.24 \rho = 0.00377$

Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	μ	$I_f \text{ cm}^4$	f (cm)
$M_{pser} = 8.432$	$\sigma_{sp} = 171.75$	$u_p = 0.216$	$I_{fip} = 14016.55$	$f_{pi} = 0.152$
$M_{gser} = 6.275$	$\sigma_{sg} = 127.81$	$u_g = 0.09$	$I_{fig} = 20592.4$	$f_{gi} = 0.077$
			$I_{fvg} = 25774.77$	$f_{gv} = 0.185$
$M_{jser} = 4.876$	$\sigma_{sj} = 99.32$	$u_j = 0.02$	$I_{fij} = 30970.973$	$f_{ji} = 0.04$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.22 \text{ cm}$$

$\Delta f < f_{adm}$vérifiée.

III.4.2. Calcul du deuxième palier (dalle sur trois appuis) :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{2.95} = 0.475 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens (x-x) et (y-y)

$$l_x = 1.4 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.475 \text{ m}$$

$$M_{0x} = \frac{ql_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} ql_x^3$$

$$M_{0y} = \frac{ql_x^3}{6}$$

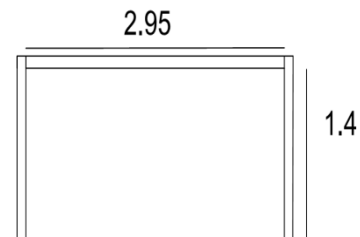


Fig.III.15 : Schéma statique

$$G_{\text{palier}} = 5.61 \text{ KN/m} ; Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

1-Combinaisons des charges :

L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.33 \text{ KN/ml}$$

L'ELS :

$$q_s = G + Q = 8.11 \text{ KN/ml}$$

2-Les sollicitations :

Tableau.III.23 : Les sollicitations sur la dalle de 2^{ème} palier.

	M _{0x}	M _{tx}	M _{ax}	V _x	M _{0y}	M _{ty}	M _{ay}	V _y
ELU	12.03	9.03	6.02	7.56	5.2	3.9	2.6	0.81
ELS	8.61	6.46	4.30	5.41	3.71	2.78	1.86	0.577

3. Le ferrailage :

Tableau.III.24 : Détermination de la section d'acier de la dalle de 2^{ème} palier.

		μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)
En travée	Sens x-x	0.023	0.03	0.1581	1.64
En travée	Sens y-y	0.011	0.014	0.1591	0.71
En appuis	Sens x-x	0.0166	0.021	0.1586	1.1
En appuis	Sens y-y	0.0072	0.009	0.1594	0.47

4. Vérifications :

4.1.A L'ELU :

4.1.1. Vérification la condition de non fragilité :

$$\rho > 0.4 \quad e > 1.2$$

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) * b * e = 0.0008/2 * (3 - 0.475) * 100 * 18$$

$$A_{\min} = 1.818 \text{ cm}^2$$

Tableau.III.25 : Le ferrailage de la dalle de 2^{ème} palier.

		A _{min}	A _{cal}	A _s	
En travée	Sens x-x	1.818	1.64	3.39	3HA12
En travée	Sens y-y	1.818	0.71	3.39	3HA12
En appuis	Sens x-x	1.818	1.1	2.36	3HA10
En appuis	Sens y-y	1.818	0.47	2.36	3HA10

4.1.2. Les armatures de répartition:

Tableau.III.26 : Détermination de la dalle de 2^{ème} palier.

		A _r	A _s	
En travée	Sens x-x	0.85	2.01	4HA8
En travée	Sens y-y	0.85	2.01	4HA8
En appuis	Sens x-x	0.56	1.51	3HA8

En appuis	Sens y-y	0.56	1.51	3HA8
------------------	----------	------	------	------

4.1.3. Ecartement des barres:

-Armature longitudinales :

$S_t \leq \text{Min}(3e; 45)$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

-Armatres transversales:

$S_t \leq \text{Min}(4e; 45)$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$

4.1.4 L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}. \tau_u = \frac{V}{b.d}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = 0.047 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < 1.17 \text{ MPa}$; Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sens y-y :

$$\tau_u = 0.005 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < 1.17 \text{ MPa}$; Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.2.A L'ELS :

La fissuration est peut nuisible

4.2.1. Vérification de la flèche :

Sens x-x :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{2.85} = 0.13 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.13 > 0.075 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00212 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{2.85} = 0.061 < 0.0625 \dots \text{pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo} \Rightarrow 0.061 < 0.075 \dots \text{pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00212 \leq 0.0105 \dots \text{vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{295}{500} = 0.59 \text{ cm}$

$I = 9373.15 \text{ cm}^4$; $y = 3.56 \text{ cm}$ $E_i = 32164, 2 \text{ MPa}$. $E_v = 10721, 4 \text{ MPa}$

$I_0 = 54607.11 \text{ cm}^4$ $\lambda_i = 9.9\lambda_v = 3.96\rho = 0.00212$

Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	M	$I_f \text{ cm}^4$	f (cm)
$M_{pser} = 2.78$	$\sigma_{sp} = 55.34$	$u_p = 0$	$I_{fip} = 60067.82$	$f_{pi} = 0.0125$
$M_{gser} = 1.92$	$\sigma_{sg} = 38.23$	$u_g = 0$	$I_{fig} = 60067.82$	$f_{gi} = 0.0085$
			$I_{fvg} = 60067.82$	$f_{gv} = 0.0085$
$M_{jser} = 1.2$	$\sigma_{sj} = 23.9$	$u_j = 0$	$I_{fij} = 60067.82$	$f_{ij} = 0.0054$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0071 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

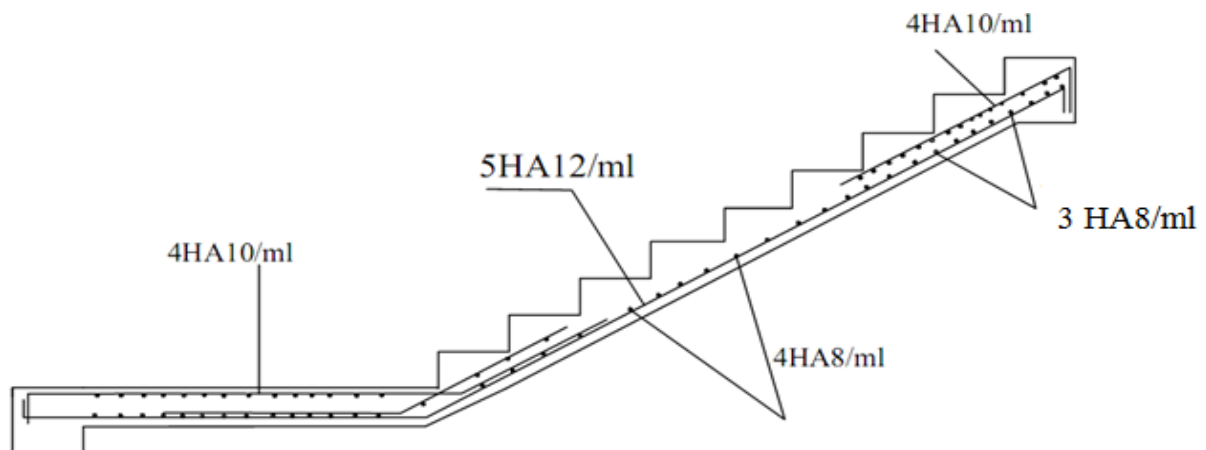


Fig.III.16: Ferrailage de l'escalier type 1

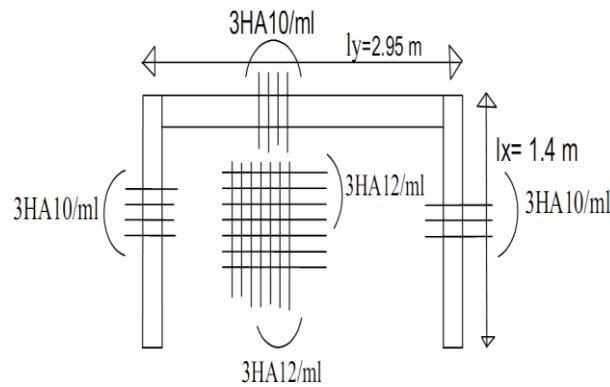


Fig.III.17 : Ferrailage du deuxième palier

III.4.3. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support de l'escalier, la poutre palière se calcule à l'ELU, la fissuration est considérée peu nuisible.

Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 :

$$L = 2.95 \text{ m}$$

-La hauteur de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$$

D'après le RPA $h \geq 30\text{cm}$ donc on prend: $h = 30\text{cm}$

La largeur de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

D'après le RPA $b \geq 20\text{cm}$ donc on prend: $b = 30\text{cm}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.4.3.1. Calcul à la flexion simple :

1. Détermination des charges et des surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la volée $R_u = 27 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la dalle sur 3 appuis (palier) :

$$p_u = \frac{2}{3} q_u l_x \rightarrow p_u = 22.82 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = \frac{2}{3} q_s l_x \rightarrow p_s = 16.72 \text{ KN/ml}$$

1.1. Combinaison des charges:

-L'ELU:

$$q_u = 1.35G + R_u + p_u$$

$$q_u = 52.86 \text{ KN/ml}$$

1.2. Les sollicitations :

$$M_{t \max} = \frac{q_u l^2}{24} = 19.167 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = \frac{q_u l^2}{12} = 38.33 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 77.96 \text{ KN}$$

1.3. Ferrailage de la poutre:

Tableau.III.27 : Le ferrailage de la poutre brisée.

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	0.062	0.08	0.2614	2.10
En appuis	0.123	0.164	0.2522	4.367

1.4. Vérifications :

➤ L'ELU :

1.4.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 30 * 27 * 2.1 / 400 = 0.978 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

1.4.2. L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{77.96 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.963 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{condition vérifiée.}$$

1.4.3. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

- L'influence sur le béton :

$$V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_c * 28 \Rightarrow V_u = 77.96 \text{ KN} \leq 0.267 * 0.243 * 0.3 * 25 = 486.61 \text{ KN} \text{vérifiée}$$

- L'influence sur les armatures tendues :

$$A \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A \geq (77.96 * 10^{-3} - \frac{38.33 * 10^{-3}}{0.9 * 0.27}) * \frac{1.15}{400} = -2.29 \text{ cm}^2 \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 0.9 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.3.2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée, C'est le moment d'appui de l'escalier.

1. Armatures longitudinales :

$$M_{tr} = \frac{M \cdot l}{2} = \frac{13 \cdot 2.95}{2} = 19.175 \text{ KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.41 \text{ cm}^2$$

2. Calcul de la contrainte de cisaillement dû à la torsion : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 77.96 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.963 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.175 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 3.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Ferrailage final :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\text{En travée : } A_{tot} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{4.41}{2} + 2.10 = 4.305 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3 \text{ HA } 14 \text{ d'une section } A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{tot} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{4.41}{2} + 4.367 = 6.572 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6 \text{ HA } 12 \text{ d'une section } A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Selon BAEL : choix de ϕ_t

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_l ; \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \{ 1.2 ; 0.86 ; 3 \} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 8.6 \text{ mm} \text{ Donc en prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte 4HA8 d'une section $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ L'espaceur

$$S_{t1} \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \text{Min}(0.9 * 27 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t * f_e) / 0.4 b \Rightarrow S_{t2} \leq (2.01 * 10^{-4} * 400) / 0.4 * 0.3 \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9 f_e A_t / b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}) \Rightarrow S_{t3} \leq 0.9 * 2.01 * 10^{-4} * 400 / 0.3 * 1.15 (3.22 - 0.3 * 2.1) \\ \Rightarrow S_{t3} \leq 8.1 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi_l \right) = 7.5 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

4. Vérifications à L'ELS

Etat limite de compression du béton :

En travée :

$$Y = 1.96 \text{ cm} \quad I = 19826 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$Y = 2.66 \text{ cm} \quad I = 38995.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 41 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0014 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Verifier.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage de la poutre palière:

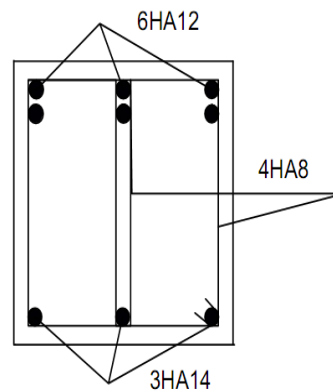


Fig.III.18 : Ferrailage de la poutre palière.

III.4.4. Etude du 2^{er} type Escalier (balancé)

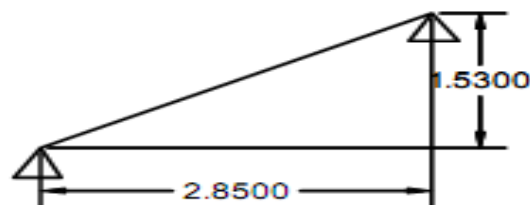


Fig.III.19. Schéma statique

$$G_{\text{volée}} = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

1. Combinaison des charges :

-L'ELU :

$$q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 13.565 \text{ KN/ml}$$

-L'ELS :

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 9.77 \text{ KN/ml}$$

2. Les sollicitations :

Tableau.III.28 : Les sollicitations sur l'escalier type 2.

	M_0 (KNm)	M_t^{max} (KNm)	M_a (KNm)	R_A (KN)	R_B (KN)	V_{max} (KN)
ELU	13.773	11.71	6.89	19.33	19.33	19.33
ELS	9.92	8.432	4.96	13.922	13.922	13.922

3. Le ferrailage :

Tableau.III.29 : Le ferrailage de l'escalier type 2.

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	0.0573	0.074	0.11645	2.89
En appuis	0.0337	0.043	0.1179	1.68

4. Les vérifications :

-A L'ELU :

1.1.Vérification la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.12 * 2.1 / 400 = 1.45 cm^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

En travée : on adopte 4HA12As= 4.52 cm²

En appuis : on adopte 4HA10As = 3.14 cm²

1.2.Les armatures de répartition:

En travée :

$$A_r = A/4 = 4.52/4 = 1.13 cm^2$$

On adopte 4HA8 d'une section As =2.01cm²

En appuis :

$$A_r = A/4 = 3.14/4 = 0.785 cm^2$$

On adopte 3HA8d'une section As =1.51 cm²

1.3.Ecartement des barres:

Armatures longitudinales :

$S_t \leq \text{Min} (3 e ; 45)$ On adopte $S_t = 25$ cm

Armatures transversales:

$S_t \leq \text{Min} (4 e ; 45)$ On adopte $S_t = 30$ cm

1.4.L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.33 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.161 MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{0.07}{\gamma} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 MPa$$

$\tau_u < 1.17 MPa$; Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

1.5.L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**- L'influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow V_u = 19.33 \text{ KN} \leq 0.267 \cdot 0.108 \cdot 1 \cdot 25 = 720.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- L'influence sur les armatures tendues :

$$A \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A \geq (19.33 \times 10^{-3} - \frac{6.89 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -1.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 0.56 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-A L'ELS :

La fissuration est peut nuisible

Etat limite de compression du béton :**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \quad y = \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$Y = 3.412 \text{ cm} \quad I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$Y = 2.93 \text{ cm} \quad I = 4713.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{2.85} = 0.049 \leq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.049 \leq 0.085 \dots\dots\dots \text{Pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00376 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{285}{500} = 0.57 \text{ cm}$

$$I = 14243 \text{ cm}^4 \quad y = 4.43 \text{ cm} \quad E_i = 32164, 2 \text{ MPa.} \quad E_v = 10721, 4 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = 54607.11 \text{ cm}^4 \quad \lambda_i = 5.95\lambda_v = 2.38\rho = 0.00353$$

Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	M	$I_f \text{ cm}^4$	f (cm)
$M_{pser} = 15.93$	$\sigma_{sp} = 194.1$	$u_p = 0.24$	$I_{fip} = 26481.15$	$f_{pi} = 0.277$
$M_{gser} = 11.98$	$\sigma_{sg} = 146$	$u_g = 0.117$	$I_{fig} = 37907.15$	$f_{gi} = 0.146$
			$I_{fvg} = 50291.93$	$f_{gv} = 0.11$
$M_{jser} = 9.14$	$\sigma_{sj} = 111.37$	$u_j = 0$	$I_{fij} = 64296.22$	$f_{ij} = 0.066$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.175 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage d'escalier type2:

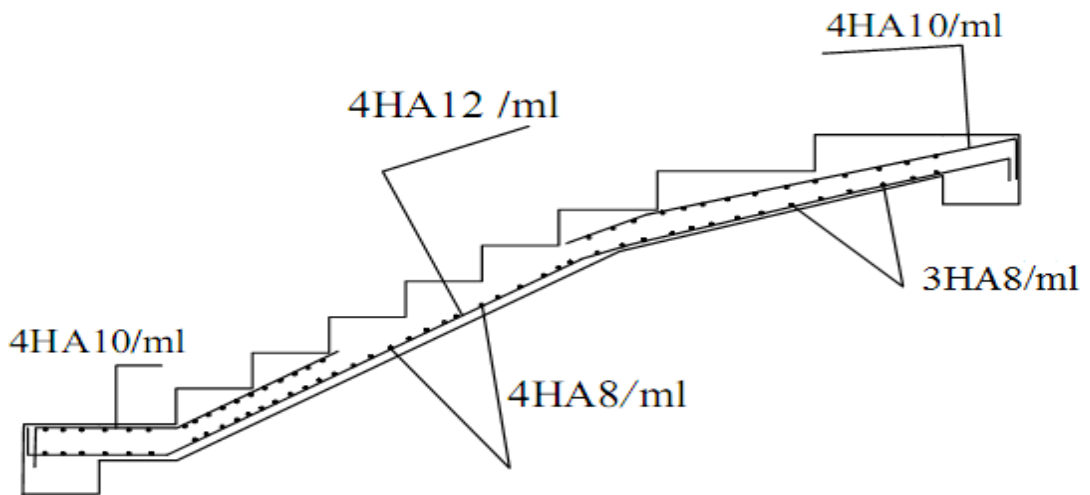


Fig.III.20: Ferrailage de l'escalier type 2

5. Etude de la poutre brisée :

La fissuration est peu nuisible.

5.1.Pré dimensionnement de la poutre brisée :

Selon le BAEL91 :

$$L = 2.70$$

La hauteur de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

D'après le RPA $h \geq 30 \text{ cm}$ donc on prend: $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

D'après le RPA $b \geq 20\text{cm}$ donc on prend: $b = 30\text{cm}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

5.2. Calcul à la flexion simple :

5.3. Détermination des charges et des surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $G_{\text{mur}} = 2.42 \times 2.8 = 6.776 \text{ KN/ml}$

La réaction : $R_u = 19.33 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison des charges:

-L'ELU:

$$q_u = 1.35(G + G_{\text{mur}}) + R_u$$

$$q_u = 31.52 \text{ KN/ml}$$

5.4. Les sollicitations :

$$M_{t \text{ max}} = \frac{q_u l^2}{24} = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ max}} = \frac{q_u l^2}{12} = 21.33 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 42.55 \text{ KN}$$

5.5. ferrailage de la poutre:

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{\text{CAL}} (\text{cm}^2)$
En travée	0.0309	0.039	0.2657	1.06
En appuis	0.061	0.079	0.2615	2.10

5.6. Les vérifications :

- L'ELU :

5.6.1. Vérification la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 30 * 27 * 2.1 / 400 = 0.978 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\text{min}}$ condition vérifiée.

5.6.2. L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{42.55 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.525 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5.6.3. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**- L'influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow V_u = 42.552 \text{ KN} \leq 0.267 \cdot 0.243 \cdot 0.3 \cdot 25 = 486.61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- L'influence sur les armatures tendues :

$$A \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A \geq (42.552 \times 10^{-3} - \frac{19.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,27}) \times \frac{1.15}{400} = -1.043 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 0.67 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5.7. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée. C'est le moment d'appui de l'escalier

Armatures longitudinales :

$$M_{tr} = \frac{M \cdot l}{2} = \frac{13 \cdot 2.95}{2} = 9.31 \text{ KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.15 \text{ cm}^2$$

5.7.2. Calcul de la contrainte de cisaillement dû à la torsion : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 42.55 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.525 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.175 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 1.59 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.8. Ferrailage final :

5.8.1. Armatures longitudinales :

$$\text{En travée : } A_{tot} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{2.15}{2} + 1.06 = 2.14 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 d'une section $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\text{En appuis : } A_{tot} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{2.15}{2} + 2.10 = 3.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 d'une section $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

5.8.2. Armatures transversales :

Selon BAEL : choix de ϕ_t

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_l ; \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \{ 1.2 ; 0.86 ; 3 \} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 8.6 \text{ mm} \text{ Donc en prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte 4HA8 d'une section $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

5.8.3. L'espacement

$$S_{t1} \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \text{Min}(0.9 * 27 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t * f_e) / 0.4 b \Rightarrow S_{t2} \leq (2.01 * 10^{-4} * 400) / 0.4 * 0.3 \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9 f_e A_t / b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}) \Rightarrow S_{t3} \leq 0.9 * 2.01 * 10^{-4} * 400 / 0.3 * 1.15 (1.59 - 0.3 * 2.1)$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 22 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 22 \text{ cm}$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi_l \right) = 7.5 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

-A L'ELS**Etat limite de compression du béton :**

En travée :

$$Y = 1.45 \text{ cm} \quad I = 10410 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$Y = 1.96 \text{ cm} \quad I = 19826 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.11 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 20.91 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.11 > 0.033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0026 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

5.9. Schéma de ferrailage poutre brisée:

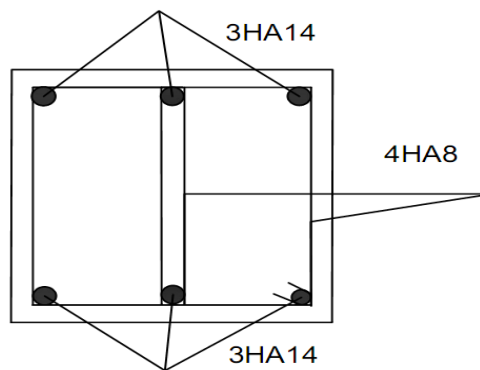


Fig.III.21 : Ferrailage de la poutre brisée

Chapitre

4

Etude dynamique

IV.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'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.11**

IV.2.Méthodes de calcul : Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

a. Principe :

Selon RPA99 (version 2003) 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.

b. 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 (version 2003) (article 4.1.2)**.

c. 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99 (version 2003).Art (4.2.3)}$$

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

$$\text{Zone sismique : IIa} \Rightarrow A = 0,15.$$

- R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 (version 2003) en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$. **RPA/2003 (Formule 4-4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99/2003**).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	oui	0	oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,15$; $Q_x = 1,15$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : 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(version2003).

$\beta = 0.20 \rightarrow$ usage d'habitation, bureaux.

$\beta = 0.60 \rightarrow$ usage parking.

Pour ce qui est de notre structure :

$W_i = 35397.468$ KN.

• Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\bullet \quad T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau IV.2: Valeurs de C_T .

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

$h_N = 40.58$ m

$C_T = 0.05$

$T = 0.05 \times (40.58)^{\frac{3}{4}} = 0.80$ s

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$\bullet \quad T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par (1) et (2).

$D_x = 16.43$ m $\Rightarrow T_x = 0,90$ s

$D_y = 13.39$ m $\Rightarrow T_y = 0,99$ s

- **Valeur de T_1 et T_2** *RPA99/2003 (Tableau 4.7)*

D'après le rapport de sol établi par (L.E.C) le site d'implantation de notre structure est un sol ferme.

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.3 : Valeurs de T_1 et T_2 .

Nature du sol	Catégorie	T_1	T_2
Ferme	S2	0,15	0,40

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0,90s; 0,80s) = 0,80s$$

$$T_y = \min(0,99s; 0,80s) = 0,80s$$

D'après le RPA99, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où (T) à prendre en considération est :

$$T_x = T_y = 1.3 \times 0.80 = 1.04s$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ Facteur de correction d'amortissement.

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif.

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

Pour une construction mixte, on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

D'où $\eta = 0,82$ donc $D_x = D_y = 1.08$

$$V_x = V_y = (A \times D \times Q \times W) / R = (0.15 \times 1.15 \times 1.08 \times 35397.468) / 5 = 1318.90 \text{KN.}$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7).
- Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

b. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

• Par Accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3.1. La disposition des voiles adoptée :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

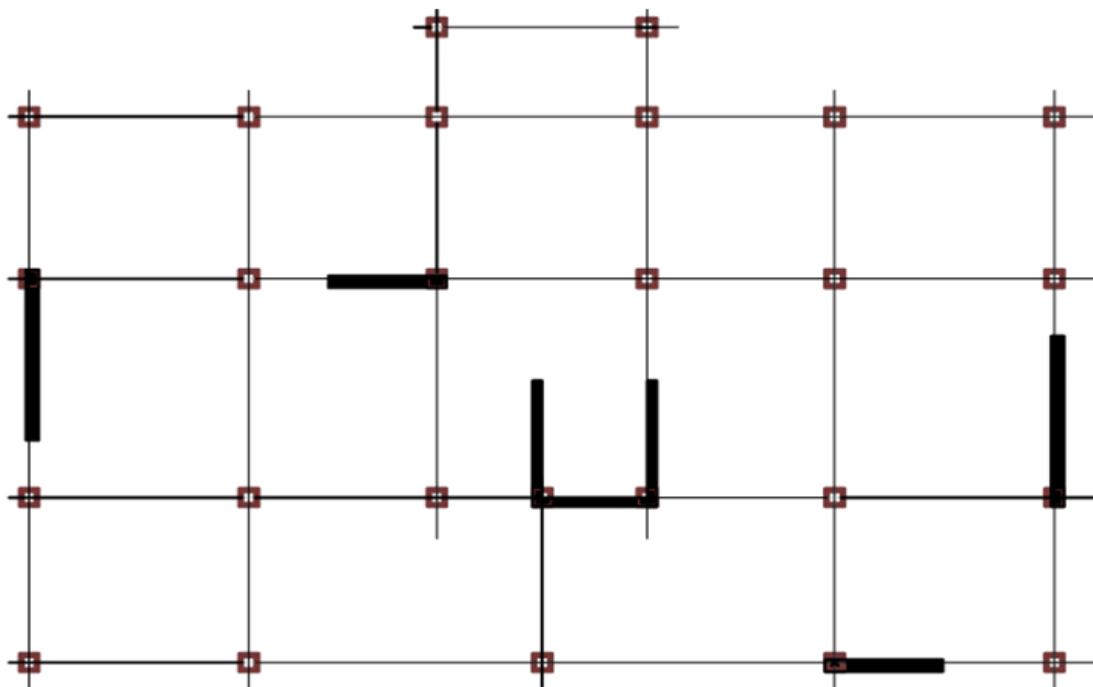


Fig.IV.1 : La disposition des voiles.

IV.3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Périodes de vibration et taux de participation des masses

MODAL	Mode	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVES SUM (PERCENT)		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
MODAL	Mode 1	0,723983	2%	65%	0%	2%	65%	0%
MODAL	Mode 2	0,67001	67%	2%	0%	69%	67%	0%
MODAL	Mode 3	0,564934	0%	0%	0%	69%	67%	0%
MODAL	Mode 4	0,233917	0%	16%	0%	70%	84%	0%
MODAL	Mode 5	0,22189	16%	0%	0%	86%	85%	0%
MODAL	Mode 6	0,189916	0%	0%	0%	86%	85%	0%
MODAL	Mode 7	0,122521	4%	4%	0%	90%	86%	0%
MODAL	Mode 8	0,119746	1%	1%	0%	91%	91%	0%

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.72398; f = 1.38125

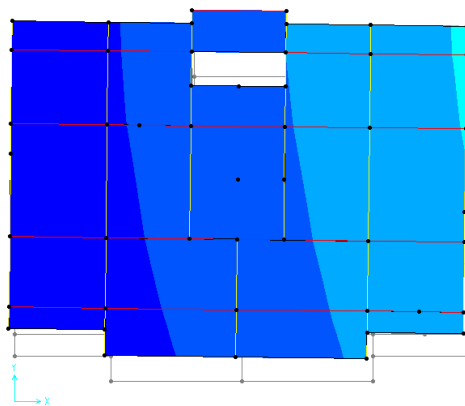


Fig IV.2: 1^{er} mode de déformation translation

($T = 0,723s$)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.67001; f = 1.49252

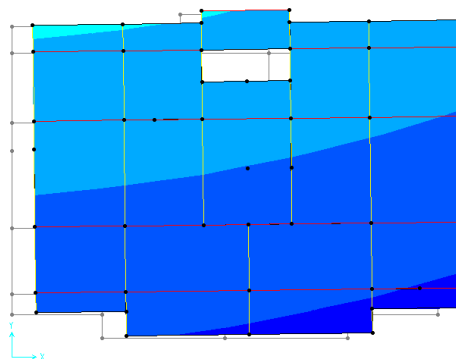


Fig IV.3 : 2^{eme} mode de déformation translation ($T = 0,67s$)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.56493; f = 1.77012

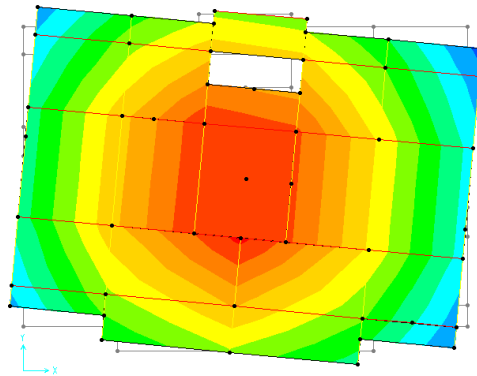


Fig IV.4 : 3^{ème} mode de déformation torsion autour de Z ($T = 0,564s$)

❖ Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

IV.3.3. Interaction voiles-portique :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

1- Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
S-sol6	29754.929	6268.397	82,599	17,401
S-sol5	27041.907	5861.161	82,186	17,813
E-sol4	24269.348	5562.233	81,354	18,645
E-sol3	21715.255	5121.066	80,917	19,082
E-sol2	19219.78	4551.976	80,851	19,148
E-sol1	17108.516	4091.684	80,699	19,300
RDC	14904.198	3843.985	79,496	20,503
Etage1	12745.948	3332.274	79,274	20,725
Etage2	10688.3	2722.648	79,698	20,302
Etage3	8498.785	2259.385	78,998	21,005
Etage4	6438.233	1727.656	78,843	21,157
Etage5	4362.575	1210.549	78,278	21,721
Etage6	2421.356	607.734	79,936	20,063

2- 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 résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
S-sol6	13617.757	7892.645	58.96	36.69	9679.249	12359.228	43.92	56.08
S-sol5	13302.055	6161.529	63.30	31.66	11215.584	10043.67	52.76	47.24
E-sol4	12701.54	5955.793	68.07	31.92	11037.12	9384.548	54.04	45.95
E-sol3	13925.771	3969.79	77.81	22.18	13639.729	5799.176	70.16	29.83
E-sol2	12205.742	5789.968	67.82	32.17	10031.555	7270.814	57.98	42.02
E-sol1	12163.892	4857.872	71.46	28.53	9759.314	7329.489	57.11	42.89
RDC	9994.455	5684.428	63.74	36.25	7851.23	8022.558	49.46	50.54
Etage1	9491.861	4669.846	67.02	32.92	7642.48	6809.49	52.88	47.12
Etage2	8696.48	3846.521	69.33	30.66	7131.415	5586.589	56.07	43.93

Etage3	7298.342	3379.333	68.35	31.64	5422.592	5356.875	50.30	49.69
Etage4	6270.314	2348.676	72.74	27.25	4757.319	3863.908	55.18	44.82
Etage5	4419.698	1849.206	70.50	29.49	3517.131	2639.596	57.12	42.87
Etage6	3762.628	442.031	89.48	10.51	3115.396	560.487	84.75	15.24

IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit :

On doit vérifier que : $N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tel que :

N_d : l'effort normal de calcul. ; N_{rd} : l'effort normal réduit.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	N_d	B_c	F_{C28}	N_{rd}	Remarques
S-sol6	1.7565	0.45	25	0.156133333	vérifiée
S-sol5	1.58644	0.45	25	0.141016889	vérifiée
E-sol4	1.42215	0.42	25	0.135442857	vérifiée
E-sol3	1.30275	0.42	25	0.124071429	vérifiée
E-sol2	1.22946	0.39	25	0.126098462	vérifiée
E-sol1	1.13297	0.39	25	0.116202051	vérifiée
RDC	1.0529	0.33	25	0.127624242	vérifiée
Etage1	0.88656	0.33	25	0.107461818	vérifiée
Etage2	0.72967	0.33	25	0.088444848	vérifiée
Etage3	0.57721	0.3	25	0.076961333	vérifiée
Etage4	0.43167	0.3	25	0.057556	vérifiée
Etage5	0.30494	0.275	25	0.044354909	vérifiée
Etage6	0.19875	0.275	25	0.028909091	vérifiée
Toiture	0.10129	0.275	25	0.014733091	vérifiée

IV.3.5. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ RPA99 (Article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements.

Niveau x	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
21.42	3.05	15.25	14.4	0.85	306	0.28	3.20	16	15	1	0.327	
18.36	2.88	14.4	13.45	0.95	306	0.31	3.00	15	13.85	1.15	0.376	
15.3	2.69	13.45	12.35	1.1	306	0.36	2.77	13.85	12.6	1.25	0.408	
12.24	2.47	12.35	11.15	1.2	306	0.39	2.52	12.6	11.25	1.35	0.441	
9.18	2.23	11.15	9.8	1.35	306	0.44	2.25	11.25	9.85	1.4	0.457	
6.12	1.96	9.8	8.35	1.45	306	0.47	1.97	9.85	8.35	1.5	0.490	
3.06	1.67	8.35	6.8	1.55	306	0.51	1.67	8.35	6.85	1.5	0.490	
00	1.36	6.8	5.5	1.3	306	0.42	1.37	6.85	5.5	1.35	0.441	
-2.89	1.1	5.5	4.3	1.2	289	0.42	1.1	5.5	4.2	1.3	0.449	
-5.78	0.86	4.3	3.2	1.1	289	0.38	0.84	4.2	3.15	1.05	0.363	
-8.5	0.64	3.2	2.15	1.05	272	0.39	0.63	3.15	2.1	1.05	0.386	
-11.22	0.43	2.15	1.25	0.9	272	0.33	0.42	2.1	1.15	0.95	0.349	
-13.94	0.25	1.25	0.47	0.78	272	0.29	0.23	1.15	0.4	0.75	0.276	
-16.66	0.094	0.47	0	0.47	272	0.17	0.08	0.4	0	0.4	0.147	

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.6. 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 :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_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- Δ 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Vérification à L'effet P-Δ

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
21.42	306	2277.31	0.85	570.078	0.01	1	610.173	0.012
18.36	306	2248.038	0.95	4204.659	0.0016	1.15	3675.883	0.0023
15.3	306	2297.011	1.1	6268.904	0.0013	1.25	6156.727	0.0015
12.24	306	2296.549	1.2	8618.99	0.0011	1.35	8621.227	0.0012
9.18	306	2356.931	1.35	10677.675	0.00097	1.4	10779.467	0.0010
6.12	306	2371.347	1.45	12543.001	0.00089	1.5	12718.004	0.00091
3.06	306	2373.548	1.55	14161.707	0.00084	1.5	14451.97	0.00081
00	306	2248.135	1.3	15678.883	0.00061	1.35	15873.788	0.00062
-2.89	289	2279.107	1.2	17021.764	0.00056	1.3	17088.803	0.00059
-5.78	289	2699.411	1.1	17995.71	0.00057	1.05	17302.369	0.00057
-8.5	272	2788.706	1.05	17895.561	0.00060	1.05	19438.905	0.00055
-11.22	272	2863.446	0.9	18657.333	0.00050	0.95	20421.668	0.00049
-13.94	272	2907.569	0.78	19463.584	0.00042	0.75	21259.254	0.00038
-16.66	272	2967.562	0.47	21510.402	0.00024	0.4	22038.477	0.00019

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.4.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_f 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} .

$$V_{xdyn} = 1918.115KN$$

$$V_{ydyn} = 1792.356KN$$

On a

$$V_{stx}=V_{sty}= 1318.90KN.$$

$$V_{xdyn} = 1918.115KN \geq 0.8 \times V_{stx} = 1055.12KN$$

$$V_{ydyn} = 1792.356KN \geq 0.8 \times V_{sty} = 1055.12KN$$

Condition vérifiée.

IV.5. conclusion :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

La structure doit être le plus possible symétrique, celle-ci devrait être respectée en plan, et en élévation.

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux ont été augmentées. Les résultats numériques obtenus ont permis de mettre en évidence certaines ambiguïtés qui existent dans le RPA99/V2003 comme dans (l'article 4.4.3) qui exige la vérification de l'interaction Portiques-Voiles. Cette vérification nous a amené à surdimensionner les poteaux. Pour notre ouvrage et après plusieurs dispositions des voiles, nous avons retenu celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99/V2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet **P-delta** et effort normal réduit).

Chapitre

5

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | |
|-------------------|--------------------------------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ (<i>RPA99/2003</i>) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1.Recommandations du RPA99/2003(Article 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont apportées dans le tableau suivant :

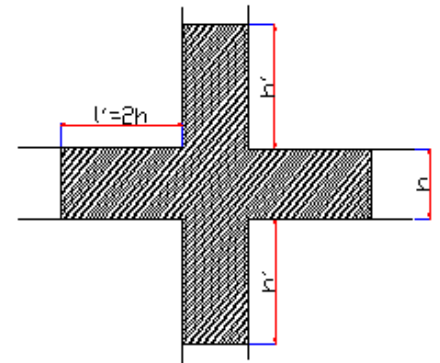


Figure V.1 : Zone nodale

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Les niveaux	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
s-sol6 et 5	75×60	36	180	270
E-sol 4 et 3	70×60	33.6	168	252
E-sol 2 et 1	65×60	31.2	156	234
RDC étage 01 et 02	60×55	26.4	132	198
Etage 3 et 4	60×50	24	120	180
Etage 5 et 6	55×50	22	110	165

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

- 0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**
2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :



Figure.V.2. Les armatures transversales de la zone nodale.

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **Start design /check of structure** ».

a)- Armatures longitudinales

Tableau V.2 : Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul}		A adoptée (cm ²)
		Sap2000 (cm ²)	RPA (cm ²)	
s-sol6 et5	75x60	45	36	8HA25+2HA20=45.56
E-sol 4 et 3	70x60	42	33.6	8HA20+4HA25=44.77
E-sol 2 et 1	65x60	39	31.2	10HA20+2HA25=41.22
RDC étage01 et 02	60x55	33	26.4	8HA20+4HA16 = 33.18
Etage 3 et 4	60x50	30	24	10HA20=31.42
Etage 5 et 6	55x50	27.5	22	4HA20+8HA16=28.65

b) Section des armatures transversales

Tableau V.3 : Armatures transversales.

Niveau	s-sol6 et5	E-sol 4 et 3	E-sol 2 et 1	RDC étage01 et 02	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
Section (cm ²)	75x60	70x60	65x60	60x55	60x50	55x50
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	2	2
ϕ_l^{\min} (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	190.4	190.4	202.3	214,2	214,2	214.2
λ_g	2,54	2.72	3.11	3.57	3.57	3.89
Vu (KN)	87.7	84.11	75.31	63.58	48.15	38.11
l_r (cm)	80	80	80	80	80	80
S_l zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_l zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_l (cm ²)	2.79	2.88	2.77	2.54	1.92	1.66
A_l^{\min} zone courante (cm ²)	7.2	7.2	6.9	5.4	4.93	4.33
A_l^t adopté (cm ²) courante	7.85	7.85	7.07	5.5	5.5	4.71
Nombre de barres zone courante	10T10	10T10	9T10	7T10	7T10	6T10
A_l^{\min} zone nodale (cm ²)	4.8	4.8	4.6	3.61	3.28	2.89
A_l adopté (cm ²) nodale	5.5	5.5	4.71	3.93	3.93	3.14
Nombre de barres zone nodale	7T10	7T10	6T10	5T10	5T10	4T10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 1.624m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.217m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{1.624}{0.217} \Rightarrow \lambda = 7.48 \Rightarrow \alpha = 0.842$$

$$B_r = 0.423m^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u^{\max} = 0.842 \times \left(\frac{0.423 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 45.56 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7929.98KN$$

On a $N_u^{\max} > N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

Tableau V.4 : Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
s-sol6 et5	2.32	1.624	0.217	7.48	0.842	45.56	0.423	1912.47	7929.98
E-sol 4 et 3	2.32	1.624	0.202	8.03	0.841	44.77	0.394	1657.78	7436.95
E-sol 2 et 1	2.49	1.743	0.187	9.32	0.838	41.22	0.365	1446.65	6857.53
RDC étage01 et 02	2.66	1.862	0.173	10.76	0.834	33.18	0.307	1052.89	5697.11
Etage 3 et 4	2.66	1.862	0.173	10.76	0.834	31.42	0.278	577.21	5198.76
Etage 5 et 6	2.66	1.862	0.159	11.71	0.831	28.65	0.254	304.94	4725.48

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} > N_u \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

▪ Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h, \text{ On a :}$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 ; v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

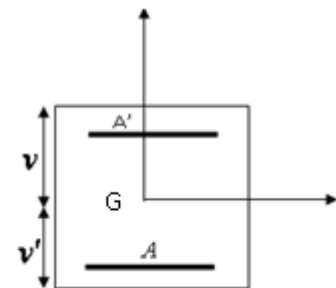
**Figure V.3: Section du poteau**

Tableau V.5 : Justification des contraintes

Niveau	d (m)	A (cm ²)	V (m)	V' (m)	l _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (K.Nm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
s-sol6 et5	0.68	45.56	0.35	0.4	0.0288	1278.18	23.65	3.12	Vérifier
E-sol 4 et 3	0.63	44.77	0.388	0.311	0.021	1035.91	24.08	2.91	vérifier
E-sol 2 et 1	0.59	41.22	0.363	0.287	0.0174	893.02	33.07	2.81	vérifier
RDC étage01 et 02	0.54	33.18	0.331	0.269	0.0147	762.65	27.51	2.93	vérifier
Etage 3 et 4	0.54	31.42	0.332	0.267	0.0145	418.15	29.43	2.06	vérifier
Etage 5 et 6	0.50	28.65	0.304	0.245	0.0087	222.39	29.72	1.85	vérifier

▪ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
s-sol6 et5	75×60	1.624	2.16	0.04	67.5	87.7	0.217	1	vérifiée
E-sol4et3	70×60	1.624	2.32	0.04	63	84.11	0.223	1	vérifiée
E-sol2et1	65×60	1.743	2.68	0.04	58.5	75.31	0.215	1	vérifiée
RDC étage1et2	60×55	1.862	3.1	0.04	54	63.58	0.214	1	vérifiée
Etage 3 et 4	60×50	1.862	3.1	0.04	54	48.15	0.178	1	vérifiée

Etage 5 et 6	55x50	1.862	3.38	0.04	49.5	38.11	0.154	1	vérifiée
--------------	-------	-------	------	------	------	-------	-------	---	----------

Du tableau ci-dessus, on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 25 = 100\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 105\text{cm}$

▪ Les zones nodales

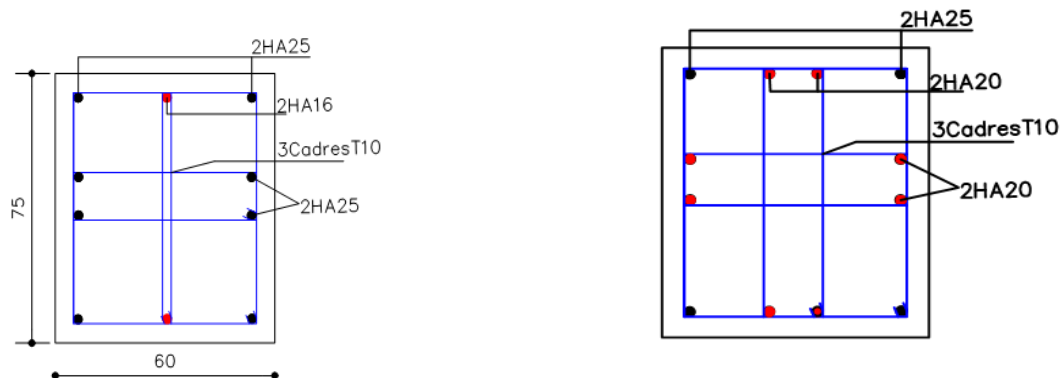
La zone nodale est définie par h' et $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 75\text{ cm}$ pour tous les étages

V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux



Poteau (75x60) cm²

Poteau (70x60) cm²

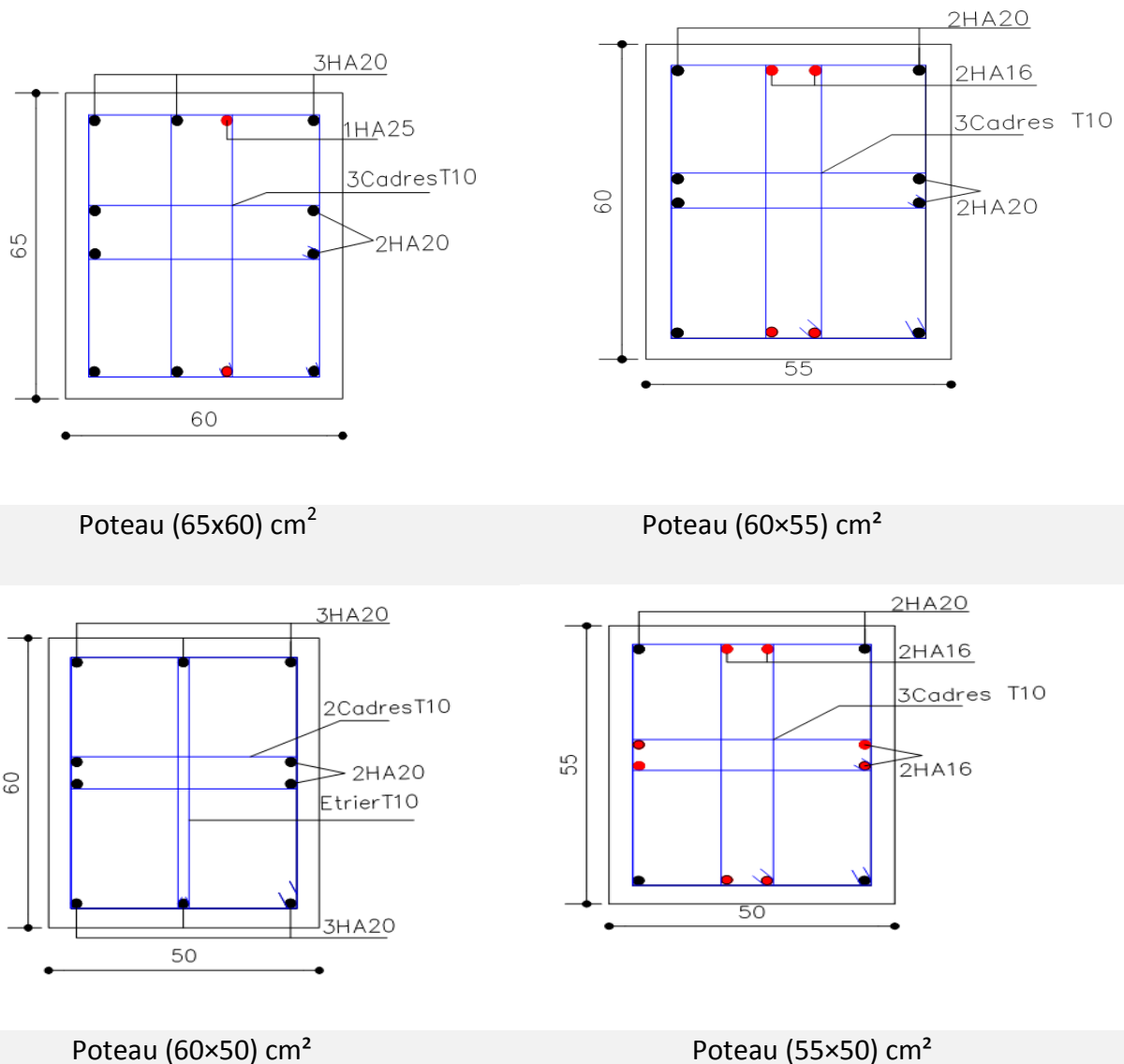


Figure V.4 : Schéma de ferrillage des poteaux

V.3. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/V2003 qui sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8 G + E$
- $0.8 G - E$

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, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA99/V2003** en zone **II.a**.

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

V.3.1.1. Ferrailage :

a) Les armatures longitudinales : RPA 99/V2003 (art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué à 90° .

b) Les armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec (h) La hauteur de la poutre.

La valeur du diamètre ϕ_t 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.

V.3.2.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3.Ferraillages des poutres :

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du **RPA 99/V2003**.

Le ferraillage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

V.3.3.1.Ferraillages longitudinales:

a) Poutre principales (35x50) :

Tableau V.7 : Sollicitations et ferraillages des différents types

Niveaux	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	A _t calcul (cm ²)	A _a calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N barres en travée et A adoptée (cm ²)	Nbarres en appuis et A adoptée cm ²)	V(KN)
S.sol 6	108.507	110.1	6.842	6.947	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	195.97
S.sol 5	103.529	106.66	6.511	6.719	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	188.47
E. sol 4	97.193	101.37	6.1	6.368	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	178.2
E. sol 3	89.42	98.166	5.584	6.157	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	168.47
E. sol 2	87.725	97.934	5.473	6.142	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	164.49
E. sol 1	87.337	99.313	5.448	6.233	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	153.24
RDC	85.239	98.227	5.312	6.161	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	146.43
Etage 1	82.662	95.042	5.145	5.952	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	130.74
Etage 2	77.547	89.611	4.814	5.596	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	106.26
Etage 3	77.546	89.611	4.814	5.596	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	106.23
Etage 4	63.56	74.631	3.919	4.627	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	65.952
Etage 5	55.917	66.367	3.435	4.097	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	51.377
Etage 6	44.879	56.141	2.743	3.45	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	40.602
Terrasse inaccessible	20.341	20.309	1.229	1.227	8.75	3T16+3T12=9.42	3T16+3T12=9.42	30.109

b) Poutre secondaire (30x40) :

Tableau V.8 : Sollicitations et ferrillages des différents types

niveau	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N barres en travée et A adoptée (cm ²)	N barres en appuis et A adoptée (cm ²)	V(KN)
S.sol 6	84.46	85.31	6.903	6.979	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	160.96
S.sol 5	89.21	86.71	7.327	7.104	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	168.43
E. sol 4	84.85	81.57	6.937	6.647	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	160.07
E. sol 3	78.79	83.47	6.403	6.815	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	155.56
E. sol 2	79.16	89.67	6.435	7.369	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	155.23
E. sol 1	79.37	91.45	6.453	7.529	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	153.04
RDC	75.3	92.34	6.097	7.601	6	3T14+3T12=8.01	3T14+3T12=8.01	147.16
Etage 1	72.55	90.74	5.859	7.465	6	6T12 = 6.79	3T14+3T12=8.01	138.23
Etage 2	66.7	86.194	5.355	7.057	6	6T12 = 6.79	3T14+3T12=8.01	121.29
Etage 3	61.2	80.89	4.89	6.587	6	6T12 = 6.79	3T14+3T12=8.01	113.75
Etage 4	56.3	74.82	4.475	6.055	6	6T12 = 6.79	6T12 = 6.79	106.07
Etage 5	51.79	69.79	4.099	5.62	6	6T12 = 6.79	6T12 = 6.79	99.34
Etage 6	49.7	60.1	3.927	4.794	6	6T12 = 6.79	6T12 = 6.79	72.9
Terrasse inaccessib le	14.4	21.02	1.107	1.619	6	6T12 = 6.79	6T12 = 6.79	41.2

V.3.3.2. Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.3.3.3. Armatures transversales :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

a) Poutres principales :

$$\phi_t < \min(12, 14.28, 35) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$.

b) Poutres secondaires :

$\varnothing_t < \min(12, 11.43, 30)$ mm, donc on prend $\varnothing_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$.

V.3.3.4.Espacement d'armatures transversales :

➤ **Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

a) Poutres principales:

$$S_{t1} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 43.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t * f_e) / 0.4 b \Rightarrow S_{t2} \leq 57.43 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9f_e A_t / b\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}) \Rightarrow S_{t3} \leq 39\text{cm}$$

On adopte $S_t = 25$ cm

b) Poutres secondaires :

$$S_{t1} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 34.2\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t * f_e) / 0.4 b \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9f_e A_t / b\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}) \Rightarrow S_{t3} \leq 24.76 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20$ cm

➤ **Selon le RPA99/V2003 :**

Zone nodale: $S_t < \min(h/4, 12\varnothing_{\min}, 30\text{cm}) = 10$ cm soit : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante: $S_t < h/2 = 20$ cm. Soit: $S_t = 15\text{cm}$

V.3.3.5.Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

Poutres principales $A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.575\text{cm}^2$ Verifiée

Poutres secondaires $A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$ Verifiée

V.3.4. Vérifications (BAEL91) :

a)Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e.$$

Poutres principales $A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 2.0286 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires $A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.3765 \text{ cm}^2$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

2-Contrainte tangentielle maximale :

2.1) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$.

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	195.97	1.167	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	168.43	1.477	3.25	Vérifiée

2.2) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\text{-Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots 1$$

$$\text{-Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 * d} \right) \dots \dots \dots 2$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.42	195.97	106.66	5.635	-1.464	Vérifiée
Secondaires	8.01	168.43	92.34	4.85	-2.92	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression.

	Localisation	Mser(KNm)	I(m ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	30.94	0.001925	16.06	2.59	vérifiée
	Travées	24.4062	0.001925	16.06	2.036	vérifiée

Poutres secondaires	Appuis	27.7155	0.000947	13.89	4.07	vérifiée
	Travées	24.7063	0.000947	13.89	3.63	vérifiée

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	H cm	b cm	l (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	35	337	9.42	0.149	0.0752	0.0056	0.0105	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	40	30	233	8.01	0.172	0.105	0.00703	0.0105	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5. Vérification des zones nodales :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique, que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques soit dans les poutres et non pas dans les poteaux.

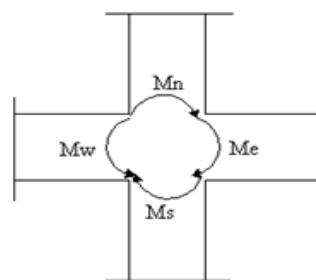


Figure.V.5 : Zone nodale.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \text{ RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

1. Détermination des moments résistants :

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

1.1.Poteaux :

Tableau V.13 : Les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section(cm)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
s-sol 6 et 5	75×60	51	51.05	905.583
E-sol 4 et 3	70x60	51	44.77	794.18
E-sol 2 et 1	65x60	51	44.77	794.18
RDC étage 01 et 02	60x55	46.75	33.18	539.54
Etage 3 et 4	60x50	42.5	31.42	464.47
Etage 5 et 6	55×50	42.5	28.65	423.522

1.2.Poutre :

Tableau V.14 : Les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Du s-sol 6	PP	35×50	42.5	9.42	139.25
Jusqu'à l'Etage 6	PS	30×40	34	8.01	94.727

2. Vérification des zones nodales

Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale dans différents étages

Niveau	Plan	M _w = M _e (KN.m)	M _n = M _s (KN.m)	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	Observation
s-sol 6 et 5	PP	139.25	905.583	334.2	1811.166	vérifiée
	PS	94.727	905.583	227.345	1811.166	vérifiée
E-sol 4 et 3	PP	139.25	794.18	334.2	1589	vérifiée
	PS	94.727	794.18	227.345	1589	vérifiée
E-sol 2 et 1	PP	139.25	794.18	334.2	1589	vérifiée
	PS	94.727	794.18	227.345	1589	vérifiée
RDC étage 01	PP	139.25	539.54	334.2	1079.09	vérifiée

et 02	PS	94.727	539.54	227.345	1079.09	vérifiée
Etage 3 et 4	PP	139.25	464.47	334.2	928.94	vérifiée
	PS	94.727	464.47	227.345	928.94	vérifiée
Etage 5 et 6	PP	139.25	423.522	334.2	847.044	vérifiée
	PS	94.727	423.522	227.345	847.044	vérifiée

V.3.6. Schéma de ferrailage :

En travée

En appuis

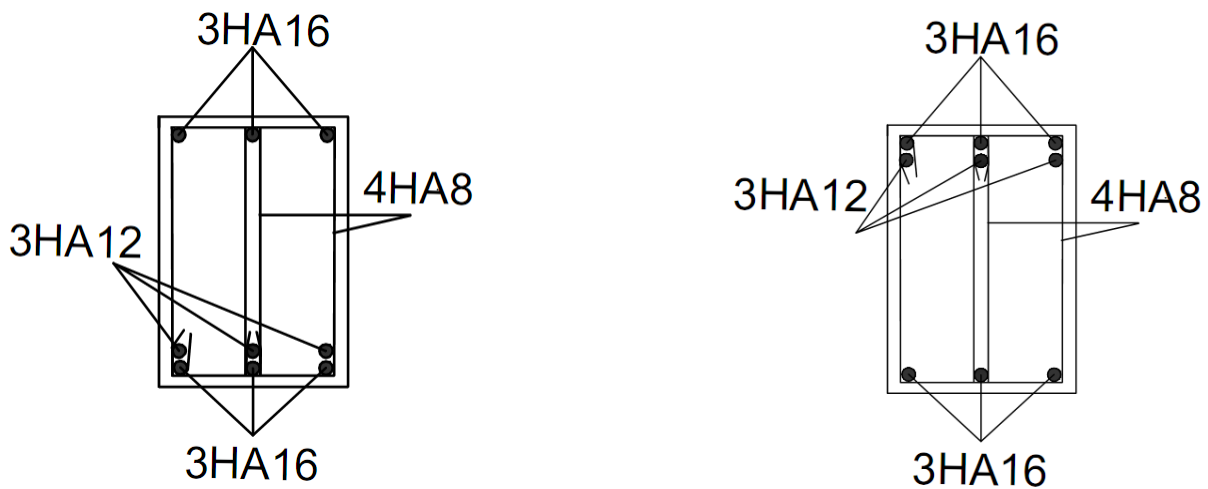


Figure.V.6: Schéma de ferrailage des poutres principales pour tous les étages.

En travée

En appuis

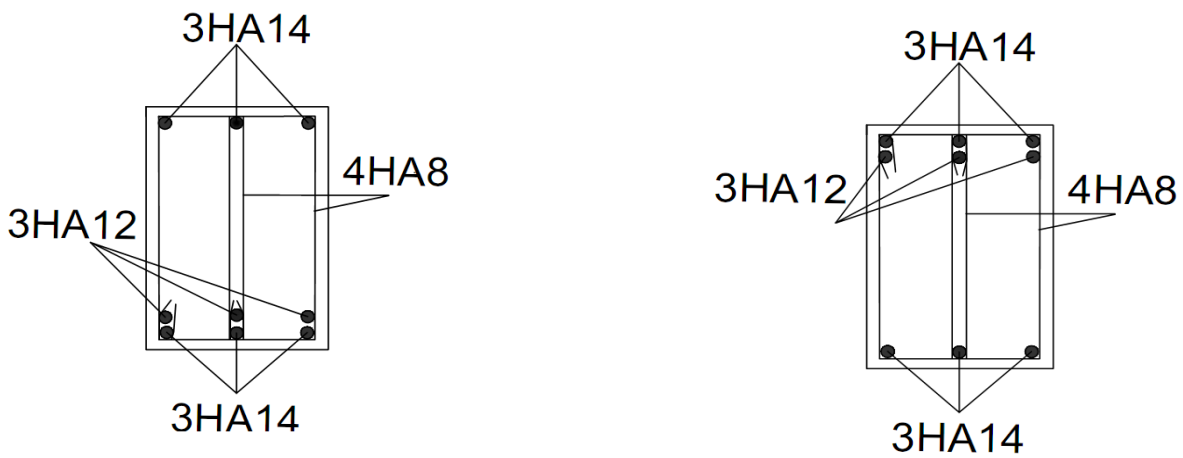


Schéma de ferrailage s sol 6 -5 + E sol 4-3-2-1+RDC

Schéma de ferrailage s sol 6 -5 + E sol 4-3-2-1+RDC

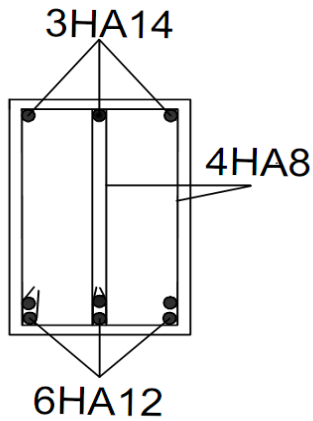


Schéma de ferrailage étage 1- 2-3

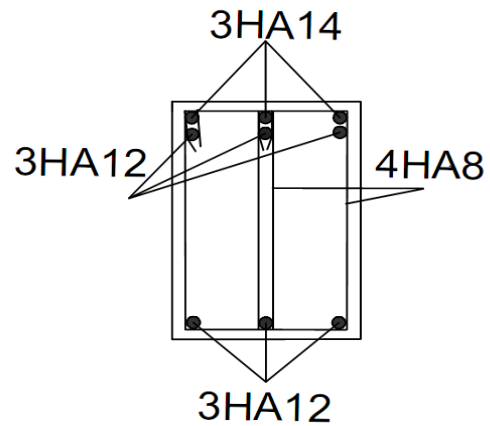


Schéma de ferrailage étage 1- 2-3

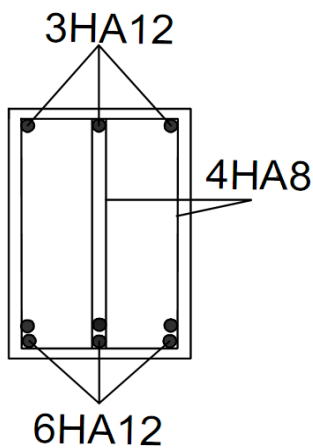


Schéma de ferrailage étage 4-5-6 + Terrasse inaccessible

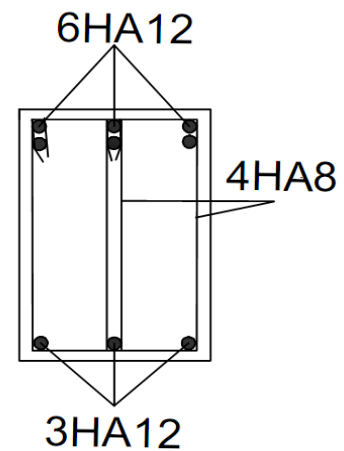


Schéma de ferrailage étage 4-5-6 + Terrasse inaccessible

Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des

dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA 99/2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : l'épaisseur du voile.
 - ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
 - ✓ Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

c) La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

- $\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$) ;

h : hauteur total de la section.

V.4.3. Ferrailage des voiles

● Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

● Armatures horizontales

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : l'espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{\text{calc}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée
- A_h^{adop} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel Sap2000.

● Selon le sens X-X

a) Voiles V_x

Tableau V.16 : Ferrailage du voile V_x .

Niveaux	S-sol 6 et 5	E-sol 4 et 3	E-sol 2 et 1	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Section (a*L)	20*180	20*180	17*180	17*180	15*180	15*180
M (KN.m)	376.726	282.234	271.514	253.51	151.65	90.29
N (KN)	1292.949	1143.271	913.488	774.94	451.55	262.97
V (KN)	243.968	193.191	172.843	165.1	107.49	73.29
A_v^{cal} / face (cm ²)	24.01	20.17	17.075	0	0	0
A_v^{\min} (cm ²)	7.2	7.2	6.12	4,59	4.05	4.05
A_v^{adp} / face (cm ²)	25.62	23.58	18.84	13.98	13.98	13.98
N^{barre}	6HA20+6HA12	6HA20+6HA10	6HA16+6HA12	6HA14+6HA10	6HA14+6HA10	6HA14+6HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} / face (cm ²)	1.32	1.04	0.93	0.89	0.58	0.40
A_h^{\min} (cm ²)	8.16	8.16	7.37	0.51	0.45	0.48

A_h^{adp} / face (cm^2)	9.48	9.48	9.48	7.90	7.90	7.90
N^{barre}	12HA10	12HA10	12HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	22	22	22	30	30	30

● Selon le sens Y-Y

b) Voiles V_y :

Tableau V.17 : Ferrailage du voile V_y .

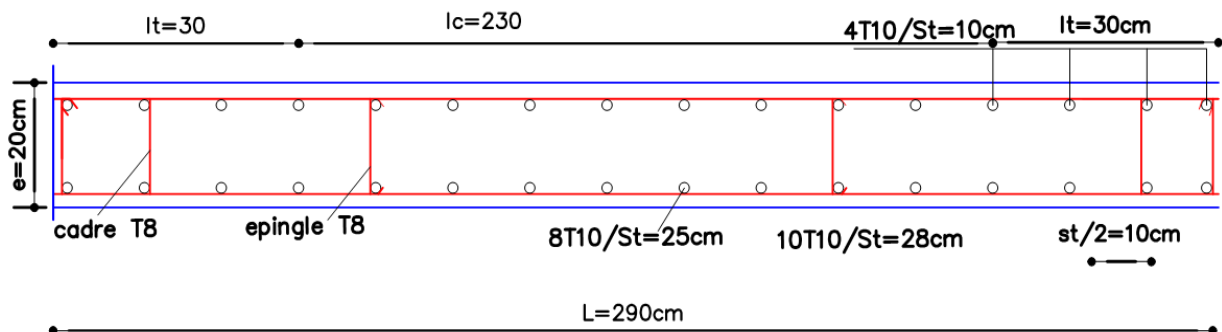
Niveaux	S-sol 6 et 5	E-sol 4 et 3	E-sol 2 et 1	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Section (a*L)	20*290	20*290	17*290	17*290	15*290	15*290
M (KN.m)	966.048	564.089	425.549	427.66	191.91	124.92
N (KN)	1684.046	1492.935	1173.293	960.188	564.92	277.67
V (KN)	376.641	294.091	221.79	234.35	152.68	99.65
A_v^{cal} / face (cm^2)	0	25.96	20.17	17.53	9.13	5.09
A_v^{min} (cm^2)	8.7	11.6	9.86	9.86	8.7	8.7
A_v^{adp} / face (cm^2)	12.64	28.40	21.36	18.64	12.64	12.64
N^{barre}	16T10	8T16+8T14	8T14+8T12	8T14+8T10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_h^{cal} / face (cm^2)	1.26	0.99	0.74	0.74	0.51	0.33
A_h^{min} (cm^2)	0.6	8.16	7.37	7.80	6.89	6.89
A_h^{adp} / face (cm^2)	7.90	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
N^{barre}	10T10	12T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	27	25	25	25	25	25

- Vérification au cisaillement

Tableau V.18 : Vérification au cisaillement

Niveaux	S-sol 6 et 5	E-sol 4 et 3	E-sol 2 et 1	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Voiles V_x						
Section (a*L)	20*180	20*180	17*180	17*180	15*180	15*180
V(KN)	243.968	193.191	172.843	165.1	107.486	73.287
(MPa) τ_b	1.054	0.835	0,879	0,839	0.619	0.422
Voiles V_y						
Section (a*L)	20*290	20*290	17*290	17*290	15*290	15*290
V(KN)	376.641	294.091	221.79	234.35	152.676	99.652
(MPa) τ_b	1.01	0.789	0,70	0.739	0.546	0.356
(MPa) τ_{adm}	5	5	5	5	5	5
OBSERVATION	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.4.4.Exemple de ferrailage du voile (Vy du S-sol 6 et 5) :



Chapitre

6

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2.Choix de type de fondations :

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggérée est superficiel, ancré à 3m, du niveau de base, et un taux de travail de 1.7 bars.

D'après le RPA99/v2003 (article10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$✓ G + Q + E$$

$$✓ 0.8G + E$$

VI.2.1. Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_u : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons :G+Q+E, 0.8G+E obtenu par le SAP 2000. Tel que :

$$N = N_u + P_s + P_a.$$

P_s : Poids de la semelle estimé à 20KN.

P_a : Poids de l'avant poteau.

$$P_a = 0.75 * 0.60 * 1.5 * 25 = 16.88 \text{KN.}$$

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N_u = 1818.625 \text{KN}$: Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

$N=1855.5\text{KN}$.

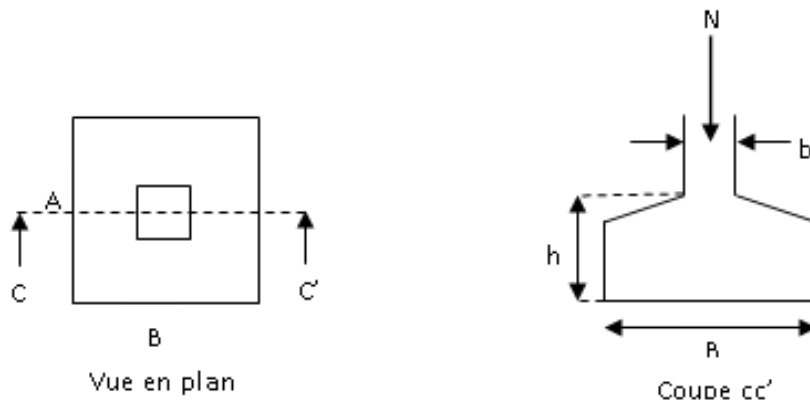


Figure VI.1 : Semelle isolée de fondation type 1

$N = 1855.5 \text{ KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.17\text{MPa}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A.B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a.N}{b.\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.75 * 1855.5 * 10^{-3}}{0.6 * 1.7 * 10^{-1}}} = 3.69\text{m}$$

$B = A.b/a = 3.69 * 0.75 / 0.6 = 4.61\text{m}$.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

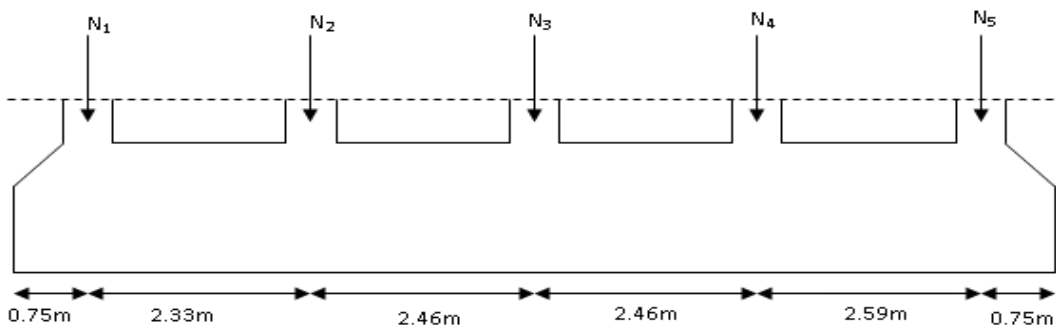


Figure.VI.2 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 647.423\text{KN}$; $N_2 = 1686.48\text{KN}$; $N_3 = 1818.625\text{KN}$; $N_4 = 1915.526\text{KN}$; $N_5 = 1496.127\text{KN}$

$$\sum N_i = 7564.181\text{KN}.$$

$$N_s = 4 \times 200 \Rightarrow N_s = 800\text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 8364.181\text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8364.181 * 10^{-3}}{0.17 \times 12.83} = 3.83\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.2.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et d'assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

VI.2.3.1. Pré dimensionnement

- **La Condition de coffrage**

$L_{\max} = 4.6\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} \Rightarrow h_t \geq 46\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} \Rightarrow h_r \geq 23\text{cm}; \text{ On prend } h_r = 40\text{cm}.$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_r^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\begin{cases} ht = 60\text{cm} \\ I = 0.018\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.76\text{m} \\ L_{\max} = 4.6\text{m} > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33\text{m} \end{cases} \quad \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

On redimensionne les nervures avec $h_r = 80\text{cm}$:

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 80\text{cm} \\ I = 0.042\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.42\text{m} \\ L_{\max} = 4.6\text{m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.37\text{m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Donc on opte pour la hauteur de la nervure $ht = 80\text{cm}$.

La hauteur du radier $h_r = 40\text{cm}$.

- **La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{36225.234}{170} \Rightarrow S_{rad} \geq 213.09\text{m}^2$$

Avec : N est la charge totale transmise par la superstructure tirée à partir du **SAP2000**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 16.43 \times 13.39 \Rightarrow S_{bat} = 219.99\text{m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 219.99\text{m}^2$$

VI.2.3.2. Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

h_r : hauteur du radier.

$h_r = 80\text{cm}$.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.75+0.60+ 1.6) = 5.9m.$$

$$Q_u = 1818.625 \leq 0.045*5.9*0.80*25/1.5 = 3540 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de largeur $b=1m$, $L_{max} = 4.6m$ et $d = 0.9 \times h_r = 0.36m$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{49672.461 \times 4.6}{2 \times 219.99} \times 1 = 519.32KN.$$

$$\tau_u = \frac{519.32}{1 \times 0.36} = 1.44MPa \leq 2.5MPa. \text{ la condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement dans le radier.

c) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H=3m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 219.99m^2$).

$$N_s = 36225.234KN \geq 1.5 \times 3 \times 219.99 \times 10 = 9899.55KN \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

d) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moments sismiques à la base tirés du logiciel Sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme SOCOTEC on trouve : $X_G = 8.215m$

$$Y_G = 6.695m$$

$$I_{XX} = 13147.94 m^4.$$

$$I_{YY} = 19795.75 m^4.$$

$$S_{rad} = 219.99 m^2.$$

➤ Dans le sens X-X :

$$N = 36225.234KN ; M_y = 8603.40KN.m.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 168.24 \text{KN} / \text{m}^2; \sigma_{\min} = 161.09 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 166.45 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{KN} / \text{m}^2.$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens X-X.

➤ Dans le sens Y-Y :

$$N = 36225.234 \text{KN}; M_x = 2083.33 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 165.73 \text{KN} / \text{m}^2; \sigma_{\min} = 163.61 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 165.19 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{KN} / \text{m}^2.$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens Y-Y.

e) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ *RPA99/V2003*(Article 10.1.5)

➤ Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{8603.40}{36225.234} = 0.23 \text{m} < \frac{16.43}{4} = 4.11 \text{m.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_x}{N} = 0.057 \text{m} < \frac{13.39}{4} = 3.35 \text{m} \quad \text{C'est vérifié.}$$

VI.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.3.1. Calcul des sollicitations :

$$l_y = 4.1 \text{m}; l_x = 1.8 \text{m.}$$

Soit G_0 = le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

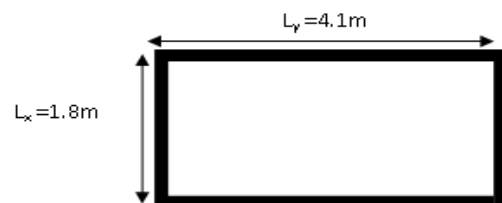


Figure VI.3. Panneau de dalle.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 = \frac{49672.461}{219.99} + 1.35 \times 10 = 239.29 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{36225.234}{219.99} + 10 = 174.67 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{410} = 0.43 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_X \text{ et } L_Y.$$

$$\text{-L'ELU : } \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.106 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 82.18 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 20.55 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{(BAEL Annexe I)}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (82.18) = 61.64 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (20.55) = 15.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 41.09 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-L'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 0.1087 \times 172.67 \times 1.8^2 = 60.81 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 0.3077 \times 60.81 = 18.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée :**

$$M_t^x = 0.75 M_x^0 \Rightarrow M_t^x = 45.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y^0 \Rightarrow M_t^y = 14.03 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 30.41 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.40 \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau de ferrailage du radier.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm^2)	A_a calculée (cm^2)	A_t adoptée (cm^2)	A_a adoptée (cm^2)
Sens xx	82.18	41.09	6.74	3.37	4T16=8.04	4T14=8.08
Sens yy	15.41		1.27		4T14=6.16	

VI.3.2. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de condition de non fragilité :**

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.43$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 4.11cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 3.2cm^2 / ml \end{cases}$$

Tableau VI.2 : Vérification de ferrailage du radier

		M (KNm)	$A_{calc}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
Sens x-x	Travée	82.18	6.74	4.11	4T16=8.04	25
	Appui	41.09	3.37	4.11	4T14=6.16	25
Sens y-y	Travée	15.41	1.27	3.2	4T14=6.16	25
	Appui	41.09	3.37	3.2	4T14=6.16	25

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 143.57KN.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 177.25KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{143.57}{1 \times 0.40} = 0.358MPa < 1.25MPa. \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{177.25}{1 \times 0.40} = 0.443MPa < 1.25MPa. \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.3.3. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

b. Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28} \times \eta}\right) = 201.63MPa.$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3 : Vérification à l'ELS.

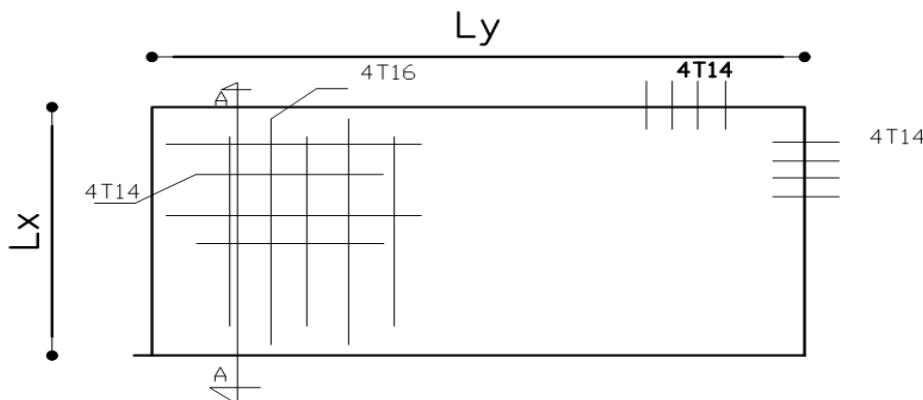
localisation	sens	$M_s(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
Travée	XX	45.61	3.2	165.74	15	201.63
	YY	14.03	1.09	65.95	15	201.63
Appui	XX	30.41	2.38	149.95	15	201.63
	YY					

▪ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$.

VI.3.4. Schéma de ferrailage du radier:



Coupe A-A

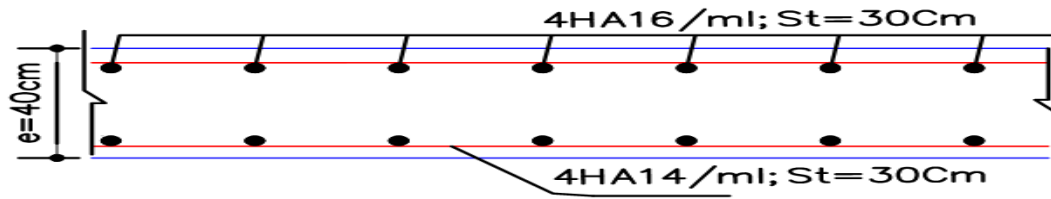


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier

VI.4. Les sollicitations sur les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapezoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \times [(1 - \rho_g^2/3)l_{xg} + (1 - \rho_d^2/3)l_{xd}]$	$P'_m = P'_v = \frac{Q_u}{2} \times (\sum l_{xi}^2 / \sum l_{xi})$
$P_v = \frac{Q_u}{2} [(1 - \rho_g/2)l_{xg} + (1 - \rho_d/2)l_{xd}]$	$\rho_d = l_{xd}/l_y, \quad \rho_g = l_{xg}/l_y$

$$q_u = 239.29 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = 174.67 \text{ KN/m}^2.$$

a. Calcul des sollicitations:

- Moments aux appuis:

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}. \text{ Avec les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0. \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée:**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

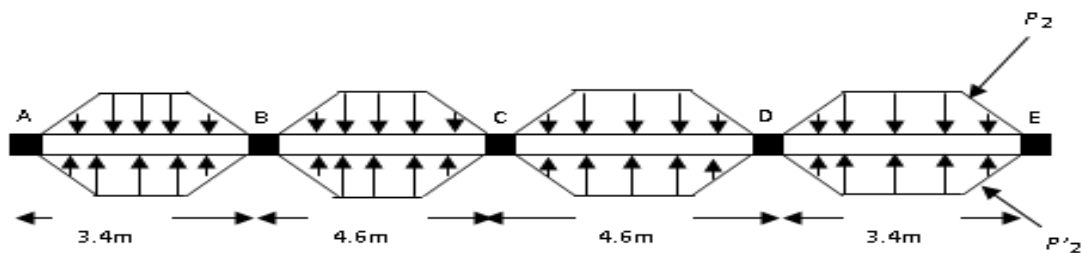


Figure VI.4 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	375.53	81.39	579.97	2.15	871.37
B-C	4.6	3.68	404.18	579.97	349.97	2.17	1537.11
C-D	4.6	3.68	404.18	349.97	328.18	2.28	1408.15
D-E	3.4	3.4	375.53	328.18	81.39	1.44	719.14

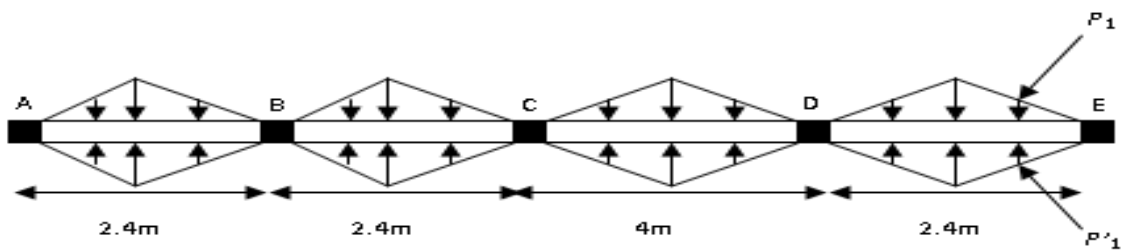


Fig.VI.5 : Sollicitations sur les nervures transversales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversales

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_f(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	2.4	2.4	711.03	76.79	404.74	1.43	734.31
B-C	2.4	1.92	711.03	404.74	651	1.34	1043.22
C-D	4	3.2	711.03	651	695.97	2.02	2095.63
D-E	2.4	2.4	711.03	695.97	76.79	0.79	919.06

VI.5. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$\begin{aligned} h &= 0.80m \\ h_0 &= 0.40m \\ b_0 &= 0.60m \\ d &= 0.75m \end{aligned}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.1}{10}; \frac{1.8}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.41; 0.9)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.40m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.40m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6 : Le ferrailage des nervures

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
X-X	Travée	1537.11	97.96	10.87	10T32+5T25=104.94
	Appui	579.97	71.26	3.62	15T25=73.65
Y-Y	Travée	2095.63	116	10.87	12T32+4T25=116.12
	Appui	695.97	74.39	3.62	16T25=78.54

VI.5.1.Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

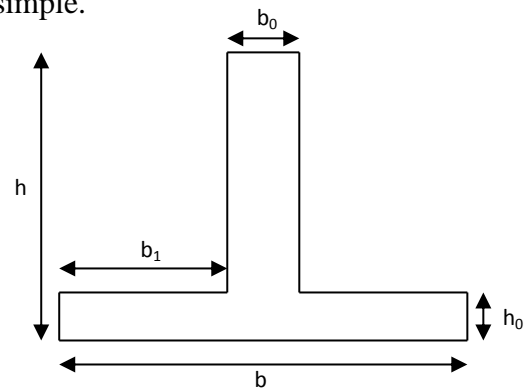


Fig.VI.6 : Section à ferrailer

Tableau.VI.7 : Vérification à l'ELS

Sens	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	1269.54	8.65	15	180.14	201.63
	Appui	513.73	4.49	15	112.67	201.63
Y-Y	Travée	865.48	5.7	15	112.06	201.63
	Appui	508.02	3.84	15	93.29	201.63

VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.5MPa$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1049 * 10^{-3}}{1.4 * 0.75} = 0.99 MPa \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

VI.5.3. Armatures transversales :

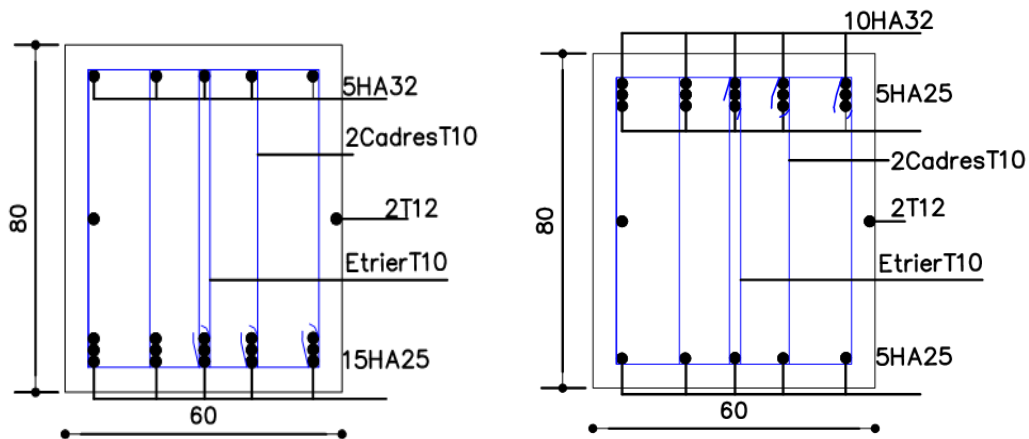
$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{min}}) = \min(22.85; 60; 25) = 22.85mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

VI.5.4. Espacement des aciers transversaux :

$$St \leq \min(\frac{h}{4}, 12, 10\phi_{min}) \Rightarrow St \leq \min(\frac{80}{4}, 12, 10 * 1.0) = 10cm$$

VI.5.5. Schéma de ferrailage des nervures :

Sens -xx-



En appuis

en travées

Sens-yy-

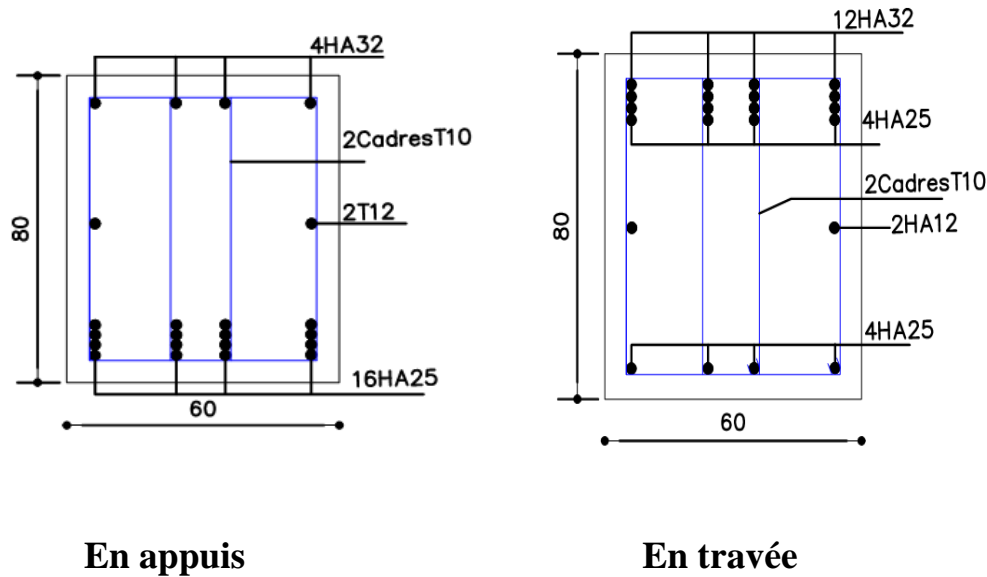


Fig.VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures

VI.6. Voile périphérique :

VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99/V2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences 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.

VI.6.2. Dimensionnement des voiles :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

La hauteur $h=2.72\text{m}$; La longueur $L=4.1\text{m}$; L'épaisseur $e=20\text{cm}$.

VI.6.3. Caractéristiques du sol :

$\gamma_h = 20.2\text{KN}/\text{m}^3$: Le poids spécifique ; L'angle de frottement $\varphi = 24^\circ$.

La cohésion $c=0.38\text{ bar}$.

VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- a) La poussée des terres :

$$\sigma_p(G) = \gamma \times h \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_p(G) = 20.2 \times 2.72 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 38 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) = 26.18 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges accidentelles : $q=10\text{KN/m}^2$

$$\sigma(Q) = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4.2 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5.Ferraillage du voile :

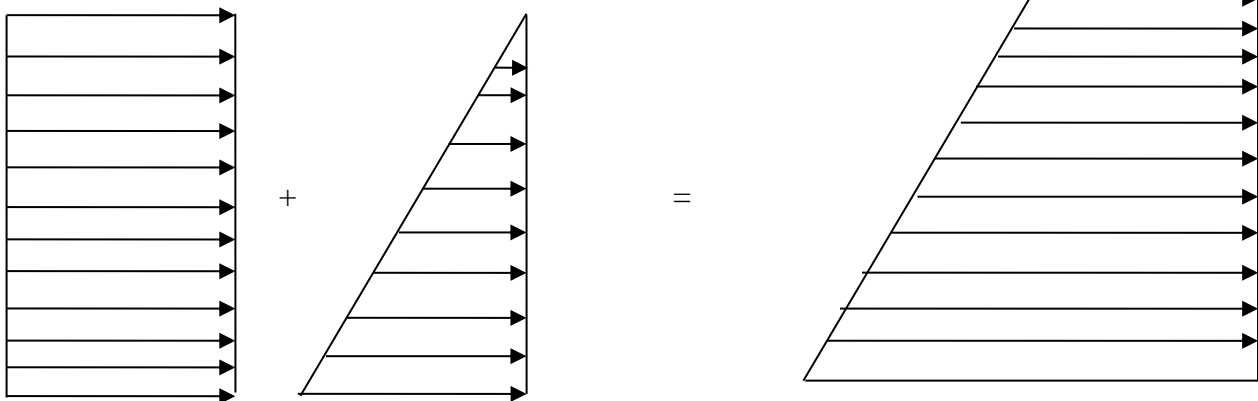
Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

a) A L'E.L.U

$\sigma(Q)$:

$\sigma(G)$:

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times \sigma(Q) = 6.3 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{\max} = 1.35 \times \sigma(G) + 1.5 \times \sigma(Q) = 41.64 \text{ KN/m}^2$$

Fig.VI.8 : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 32.81 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 32.81 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 1.8 \text{ m}; L_y = 4.1 \text{ m}; \quad b=100 \text{ cm}; \quad h=20 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.106 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 11.27 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.82 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (BAEL Annexe I)}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (11.27) = 8.45 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (2.82) = 2.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 5.64 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	8.45	1.45	2.06	5T14=7.70	20
	Appui	5.64	0.93	2.06	5T10=3.93	20
Sens y-y	Travée	2.12	0.38	1.6	5T12=5.66	20
	Appui	5.64	0.93	1.6	5T10=3.93	20

• **Vérification de section minimale d'armature :**

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

• **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 24.3 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 19.69 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{24.3}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau} \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 4.2 \text{ KN / m}^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 26.18 + 4.2 \Rightarrow \sigma_{max} = 30.38 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.84 \text{ KN / m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x q_s L^2 \Rightarrow M_x^0 = 0.1087 \times 23.84 \times 1.8^2 = 8.40 \text{KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 0.3077 \times 8.40 = 2.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t^x = 0.75 M_x^0 \Rightarrow M_t^x = 6.3 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y^0 \Rightarrow M_t^y = 1.94 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 * M_0^x = 4.2 \text{KN.m}$$

c. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

d. Les contraintes dans l'acier : la fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

localisation	sens	$M_s(\text{KN.m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
Travée	XX	6.3	1.94	61.12	15	201.63
	YY	1.94	0.66	25.25	15	201.63
Appui	XX	4.2	1.67	77.55	15	201.63
	YY					

VI.6.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

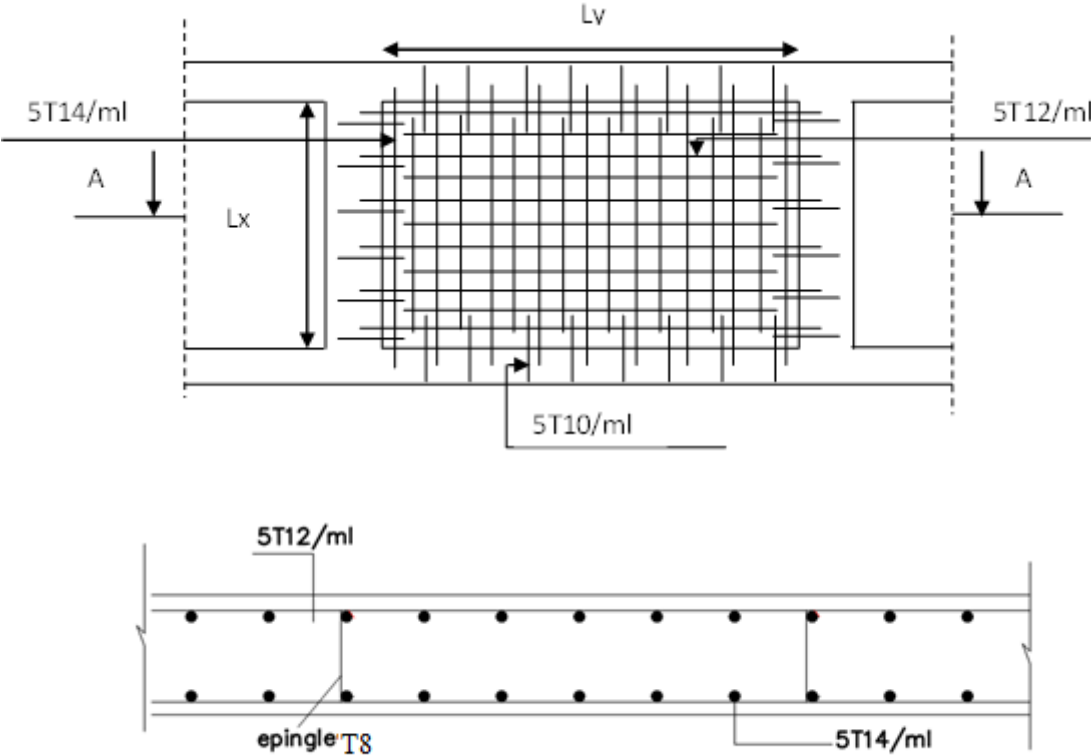


Figure.VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis non seulement d'exploiter nos connaissances acquises durant notre cursus, mais de comprendre et de pouvoir résoudre les différents problèmes rencontrés lors d'une étude génie civil. Cette dernière nous a conduit à conclure que :

- ✓ La régularité en plans de notre structure nous a permis d'avoir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques.
- ✓ Une bonne disposition des voiles ainsi que le redimensionnement des éléments structuraux permettent d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qui est très important.
- ✓ L'utilisation du logiciel SAP2000 V14 nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la 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 par le règlement en vigueur.

Bibliographie

1. Règles parasismiques algériennes/version2003 [RPA99].
2. [CBA93] : Code du béton armé.
3. Document technique réglementaire [DTRB.B.C.2.2]
4. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites [règles BAEL 91 modifiées 99]
5. Conception et calcul des structures de bâtiments HENRY THONIER.
6. BELAZOUGUI « calcul des ouvrages en béton armé »
7. Cahiers de cursus et mémoire de fin d'études

Annexes

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

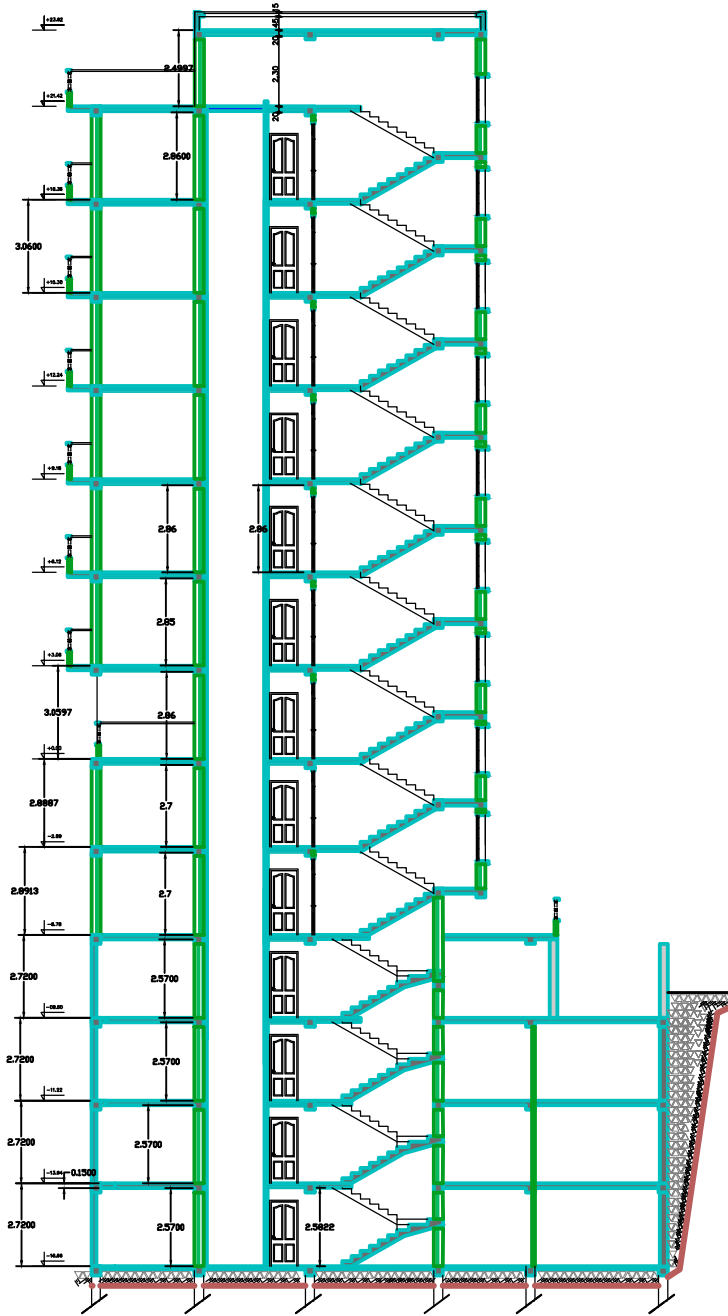
$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

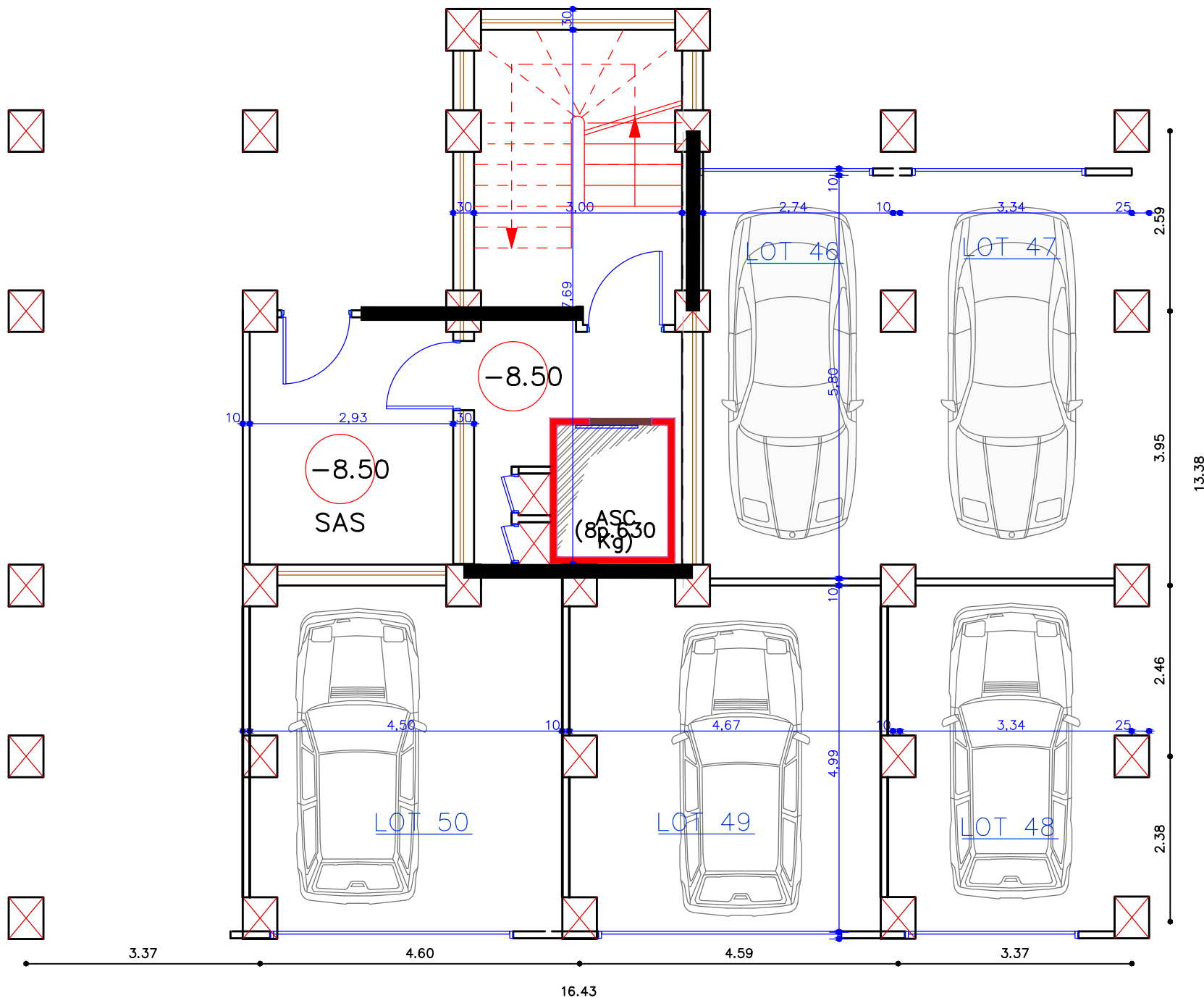
$$\rho = 0.8$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.250	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	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045		
Valeur de M ₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	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	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	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	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027		

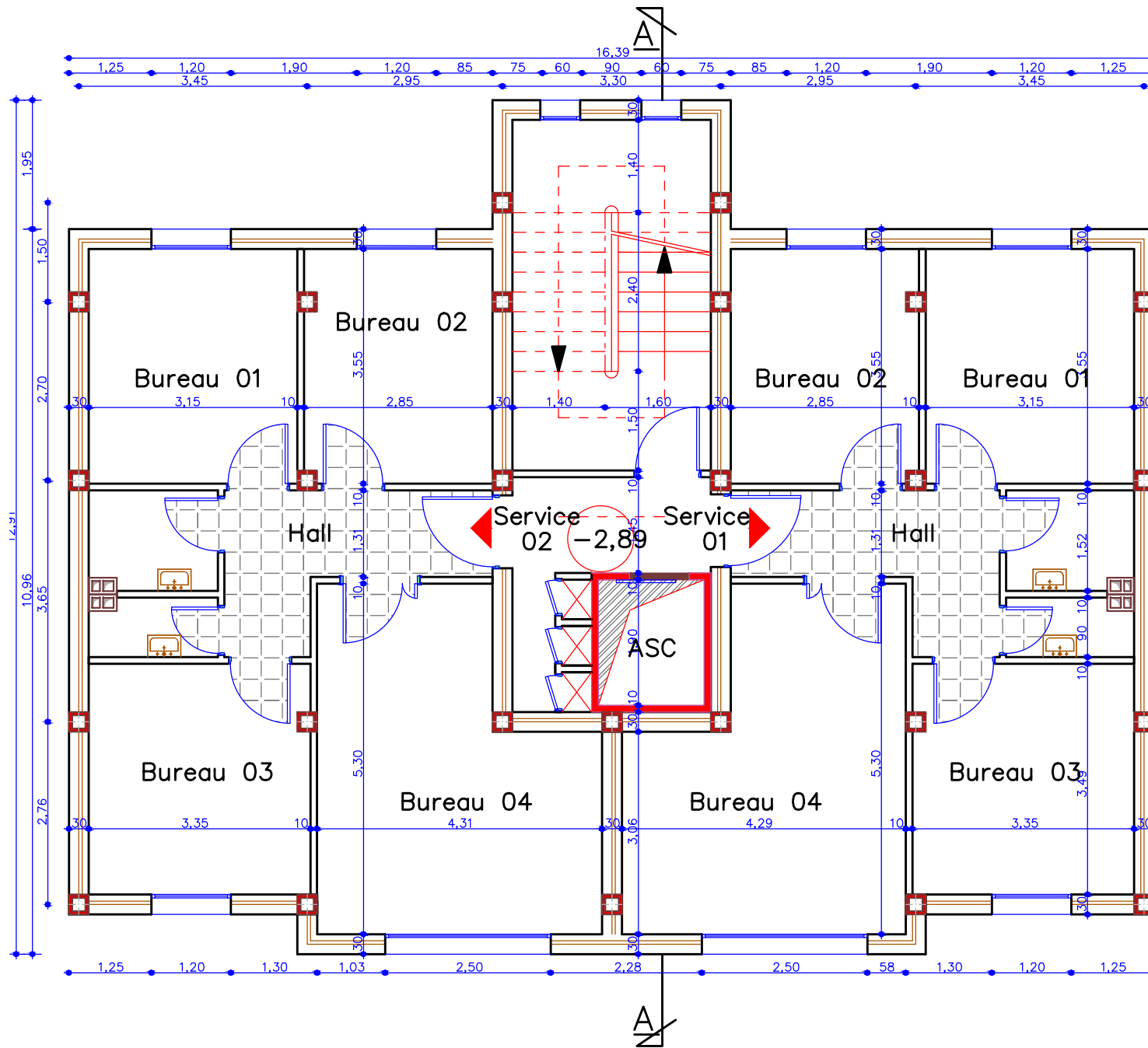
Les plans d'architecture



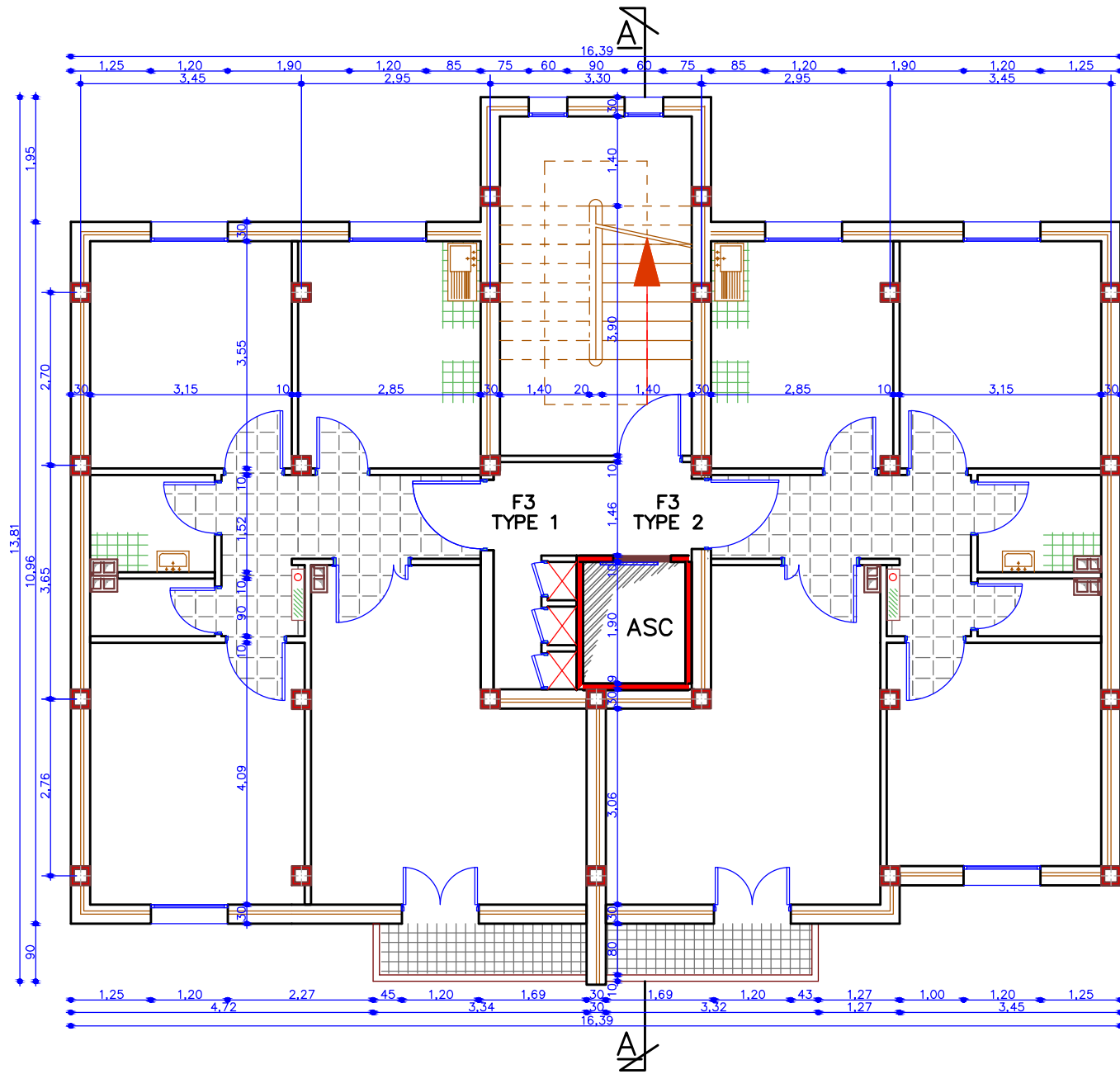
COUPE -AA-
(BLOC C)



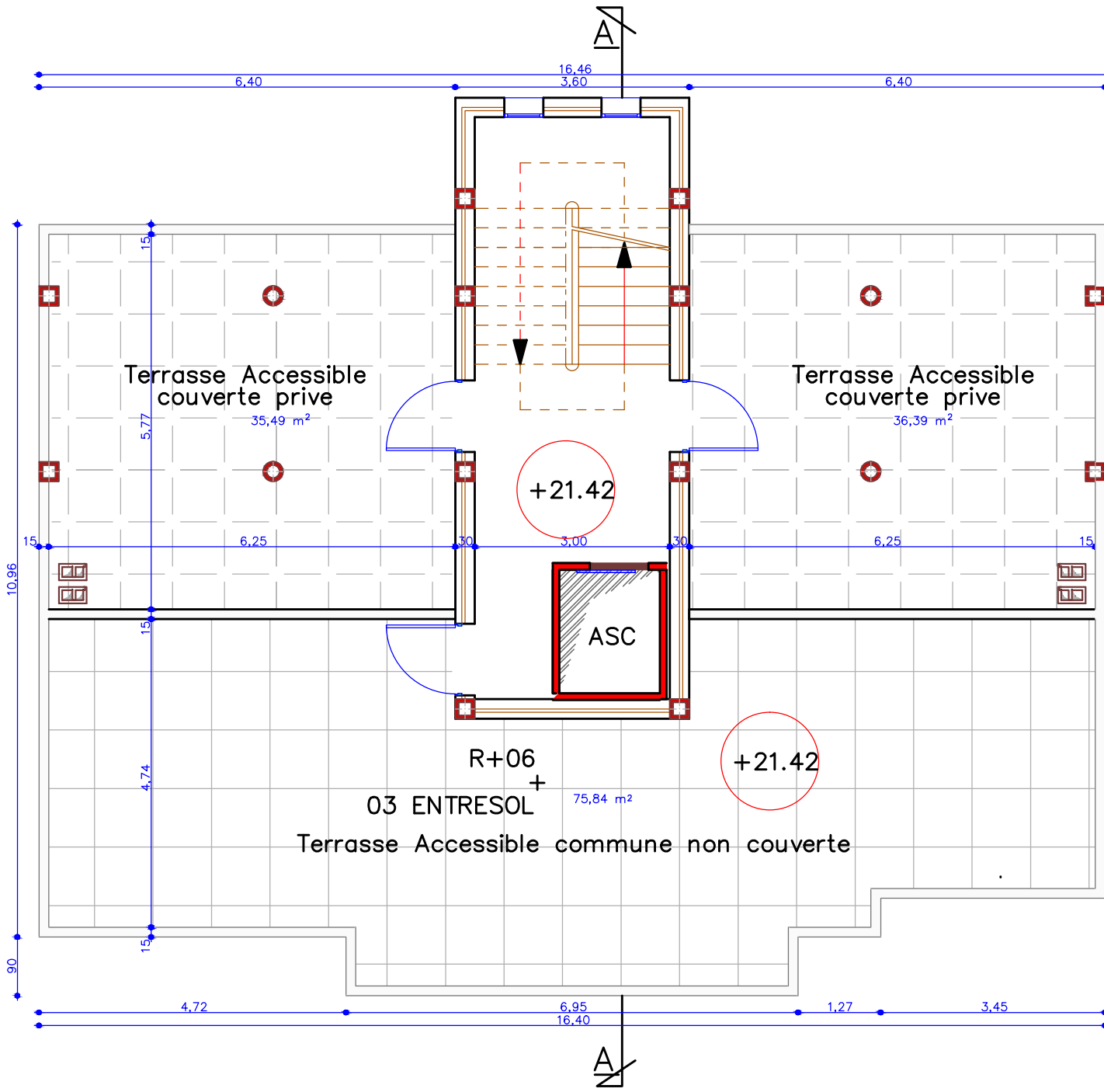
S-sol 6-Entrsol3



Entrsol 2 & 1



Etage 1-6



TERRASSE

BLOC "C"

