



جامعة بجاية  
Tasdāwit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

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

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

## **ETUDE D'UNE STRUCTURE EN R+7+2 SOUS-SOLS**

Réalisé par :

- MOKRANI TAYEB.
- FENGAL SOFIANE.

Promoteur :

- Mr : HEZZAM

Jury :

- Mme LAOUBI
- Mr MERIDJA

Promotion : 2011/2012

---

# Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

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

- ✚ A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.
- ✚ A notre promoteur M<sup>r</sup> **HAZZAM** d'avoir accepté de nous guider et de nous aider sur le bon chemin dans notre travail.
- ✚ Aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.
- ✚ A tous nos amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**TAYEB et SOFIANE**

---

---

# Dédicaces

## **Je dédie ce modeste travail à :**

- Mes chers parents;
- Mes sœurs et Mes frères ;
- Mon binôme et sa famille ;
- Mes amis: Riad, fahim, A105 de 1000lit, I116 de Targa ouzemour, Fermat, sofiane, Nor-edine, fahem, farid, Farouk...

**Tayeb MOKRANI.**

---

---

# Dédicaces

**Je dédie ce modeste travail à :**

- Mes chers parents;
- Mes sœurs et Mes frères ;
- tous Mes amis.

**FENGAL Sofiane.**

---



---

---

## Table des matières

---

<b>Introduction générale</b> .....	02
<b>Chapitre I : généralités</b>	
I.1. Introduction .....	03
I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage .....	03
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	03
I.4. Le système de contreventement .....	04
I.5. Définition des éléments de l'ouvrage .....	04
I.5.1. Les éléments structuraux (porteurs) .....	04
I.5.1.1. Les planchers .....	04
I.5.1.2. Les poutres .....	05
I.5.1.3. Les poteaux.....	05
I.5.1.4. les portiques .....	05
I.5.1.5. Les escaliers .....	05
I.5.1.6. L'infrastructure.....	05
I.5.1.7. La terrasse.....	05
I.5.1.8. Les voiles.....	05
I.5.1.9. Les murs soutènement .....	05
I.5.2. Les éléments non-structuraux (non-porteurs).....	06
I.5.2.1. Les éléments de remplissages .....	06
I.5.2.2. L'acrotère .....	06
I.6. Les caractéristiques du sol .....	06
I.7. Régularité de la structure.....	06

---

---

---

I.7.1. Régularité en plan.....	06
I.7.2. Régularité en élévation .....	07
I.8. Règlements et normes utilisés .....	07
I.9. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 .....	07
I.10. Définition de l'état limite .....	08
I.10.1 Etat limite ultime ELU .....	08
I.10.2. Etat limite de service ELS.....	08
I.11. Les actions .....	08
I.11.1. Définitions.....	08
I.11.2. Les valeurs de calcul des actions .....	09
I.11.3. Combinaisons d'actions .....	09
I.11.3.1. Combinaison d'actions à l'ELU.....	09
I.11.3.2. Combinaison d'action à l'ELS.....	10
I.11.3.3. Combinaisons de calcul .....	10
I.12. Hypothèses de calcul .....	11
I.12.1. Hypothèses de calcul à l'ELU.....	11
I.12.2 Hypothèses de calcul à l'ELS.....	14
I.13. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	15
I.13.1. Le béton .....	15
I.13.1.1. Définition.....	15
I.13.1.2. Caractéristiques du béton.....	15
I.13.1.3. Les valeurs de calcul à la compression.....	16
I.13.1.4. Le diagramme des contraintes-déformations .....	16
I.13.1.5. Le module de déformation longitudinale du béton .....	17
I.13.1.6. Le coefficient de Poisson .....	17
I.13.1.7. La contrainte ultime de cisaillement (du béton) .....	18

---

---

I.13.2. L'Acier .....	18
I.13.2.1. Définition .....	18
I.13.2.2. Les différents types d'aciers .....	18
I.13.2.3. Le diagramme des contraintes – déformations (acier).....	19
I.13.2.4. La contrainte limite des aciers .....	20

## **Chapitre II : pré dimensionnement des éléments**

II.1. Introduction .....	21
II.2. Pré dimensionnement et des éléments non structuraux (secondaires) .....	21
II.2.1. Les planchers .....	21
II.2.1.1. Les planchers à corps creux .....	21
II.2.1.2. Les planchers en dalles pleines .....	22
II.2.2. Les poutrelles .....	23
II.2.3. Les murs .....	24
II.2.3.1. Définitions .....	24
II.2.3.2. Les murs extérieurs .....	24
II.2.3.3. Les murs intérieurs .....	24
II.2.3. Les escaliers .....	24
II.2.3.1. Définition .....	24
II.2.3.2. Pré dimensionnement des escaliers .....	25
II.2.3.2.1. Pour le sous-sol 01 et RDC .....	25
II.2.3.2.2. Pour les étages courants .....	26
II.2.4. L'acrotère .....	27
II.3. Evaluation des charges .....	28
II.3.1. Les planchers .....	28
II.3.1.1. Le plancher terrasse inaccessible .....	28
II.3.1.2. Le plancher étage courant et RDC .....	28

---

---

II.3.1.3. Les planchers en dalles pleines (dalles et balcons) .....	29
II.3.2. Les murs .....	30
II.3.2.1. Les murs extérieurs .....	31
II.3.2.2. Les murs intérieurs .....	31
II.3.3. L'acrotère .....	32
II.3.3.1. Evaluation des charges .....	32
II.3.4. Les escaliers .....	32
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux (porteurs) .....	34
II.4.1. Définition .....	34
II.4.2. Les poutres .....	34
II.4.2.1. Les poutres principales (P.P).....	34
II.4.2.2. Les poutres secondaires (P.S).....	35
II.4.3. Les poteaux .....	36
II.4.4. Les voiles.....	37
II.5. La descente de charge .....	38
II.5.1. Définition de la surface afférente .....	39
II.5.2. La loi de dégression des charges .....	39
II.5.3. Localisation des poteaux supposés au préalable plus sollicités .....	40
II.5.4. Calcul des surfaces afférentes revenant aux poteaux $e_1$ et $c_2$ .....	42
II.5.4.1. Poteau $e_2$ .....	42
II.5.4.2. Poteau $c_2$ .....	42
II.5.5. Calcul des charges et surcharges .....	43
II.5.5.1. Poteau $e_2$ .....	43
II.5.5.2. Poteau $c_2$ .....	45
II.6. Vérifications du poteau le plus sollicité.....	47
II.6.1. Vérification à la compression simple .....	47
II.6.2. Vérification au flambement .....	48

---

---

II.7. Conclusion .....	50
------------------------	----

## **Chapitre III : étude des éléments secondaire**

III.1. Introduction .....	51
III.2. Etude des planchers .....	51
III.2.1. Calcul des planchers à corps creux .....	51
III.2.1.1. Etude des poutrelles.....	51
III.2.1.2. Calcul des sollicitations (moments et efforts tranchants) dans les poutrelles .....	61
III.2.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	61
III.2.1.2.2. Plancher terrasse inaccessible .....	69
III.2.1.2.3. Plancher RDC et étage courant .....	70
III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles .....	71
III.2.1.3.1. Le plancher terrasse inaccessible .....	71
III.2.1.3.2. Le plancher RDC et étage courant .....	71
III.2.1.5. Le schéma de ferrailage .....	87
III.2.1.4. Ferrailage de la dalle de compression .....	87
III.2.2. Etude des dalles pleines.....	88
III.2.2.1. Dalle sur 04 appuis (type 01).....	88
III.2.2.2. Dalle sur 04 appuis (type 02) .....	95
III.2.2.4. Dalle sur deux (02) appuis (type1).....	104
III.2.2.4. Dalle sur deux (02) appuis (type2) .....	108
III.3. Etude des escaliers .....	111
III.3.1. Evaluation des charges et surcharges.....	112
III.3.2. Combinaisons de charge .....	112
III.3.3. Calcul des sollicitations .....	113

---

---

III.3.4. Ferrailage des escaliers (à l'ELU) .....	115
III.3.5. Vérification de la section à l'ELS .....	118
III.3.18. Schéma de ferrailage des escaliers .....	123
III.3.7. Etude de la poutre palière .....	123
III.3.7.1. Dimensionnement.....	123
III.3.7.2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple.....	124
III.3.7.3. Calcul de la section d'armature a la torsion .....	125
III.3.7.4. La section d'armatures finale (en travée et en appui) .....	126
III.3.7.5. Le schéma de ferrailage de la poutre palière .....	127
III.4. calcul des chainages.....	128
III.4.1. Définition .....	128
III.4.2. Dimensionnement .....	128
III.5. Etude de l'acrotère.....	131
III.5. 1. Définition .....	131
III.5.2. Hypothèse de calcul .....	131
III.5.3. Evaluation des charges et surcharge .....	132
III.5.3.1. Evaluation des charges .....	132
III. 5. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	133
III.5. 5.Calcul à l'ELU .....	134
III. 5. 6. Vérification à l'ELS .....	136
III.5.7. schéma de ferrailage .....	137

## **Chapitre IV : les caractéristiques géométriques**

IV.1. Introduction .....	139
IV.2. Définitions .....	139
IV.2.1. Le centre de masse.....	139

---

---

IV.2.2. Le centre de torsion .....	140
IV.3. Le calcul numérique .....	141
IV.3.1. Le centre de masse .....	141
IV.3.2. Le centre de rigidité (de torsion) .....	142
IV.3.2.1. Calcul des portiques.....	143
IV.4 : Calcul de l'excentricité .....	147

## **Chapitre V : étude sismique**

V.I. Introduction .....	149
V.2. Objectifs et exigences .....	149
V.3. Les méthodes de calcul .....	150
V.4. Analyse sismique de la structure .....	150
V.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure .....	151
V.4.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente...	151
V.4.3.Méthode d'analyse modale spectrale .....	155
V.4.3.1. Principe de la méthode .....	155
V.4.3.2. Les hypothèses de calcul .....	156
V.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 .....	162
V.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques .....	162
V.5.2. Justification de la non-vérification de l'interaction sous charges verticales .....	164
V.5.3 Vérification de l'effort normal réduit .....	165
V.5.4. Calcul des déplacements .....	166
V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	167
V.7. Conclusion.....	168

---

---

## **Chapitre VI : étude des éléments principaux**

VI.1.Introduction.....	169
VI.2.Etude des poteaux .....	169
VI.3.Les recommandations du RPA 99/2003.....	169
VI.4.sollicitations dans les poteaux .....	171
VI.4.1.ferraillage des poteaux .....	172
VI.4.2. Vérifications .....	175
VI.5.Etude des poutres .....	177
VI.5.1. Recommandations du RPA99.....	178
VI.6. Ferrailage des poutres .....	186
VI.6.1.Vérifications.....	189
VI.6.2. Schéma de ferrailage des poutres.....	193
VI.7. Etude des voiles .....	197
VI.7.1. Introduction.....	197
VI.7.2. Recommandation du RPA 99/version2003 .....	198
VI.7.3. Ferrailage des voiles .....	200

## **Chapitre. VII : étude de l'infrastructure**

VII.1. Introduction .....	216
VII.2. Choix du type des fondations .....	216
VII.2.1. Combinaisons d'actions à considérer .....	216
VII.2.2.Les caractéristiques du sol .....	216
VII.2.3. Vérification des semelles isolées.....	217
VII.2.4. Vérification des semelles filantes .....	219

---



---

VII.2.5. Etude du radier général .....	220
VII.2.5.1.Définition .....	220
VII.2.5.2. Pré dimensionnement.....	221
VII.2.5.3. Les vérifications nécessaire .....	222
VII.2.5.4. Ferrailage .....	224
VII.2.5.5. Schéma de ferrailage.....	227
VII.2.6Ferrailage des nervures .....	227
VII.2.6.1.Les sollicitations sur les nervures.....	227
VII.3.Voile périphérique .....	235
VII.3.1.Introduction.....	235
VII.3.2. Dimensionnement des voiles .....	235
VII.3.3.Caractéristiques du sol .....	235
VII.3.4. Evaluation des charges et surcharges .....	235
VII.3.5. Ferrailage du voile périphérique .....	236

---

---

---

## Liste des figures

---

Figure.I.1 : Règle des trois pivots.....	11
Figure .I.2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	17
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	20
Figure II.1 : plancher à corps creux.....	22
Figure II.2 : disposition des poutrelles.....	24
Figure II.3 : schéma d'une poutrelle.....	24
Figure II.4 : Figure II. 9: Schéma terminologie d'escalier.....	24
Figure II.5 : schéma statique escalier à deux volées (sous-sol 01 et RDC).....	25
Figure II.6 : schéma statique d'un escalier à deux volées (étage courant).....	26
Figure II.7 : plancher de terrasse inaccessible.....	28
FigureII.8 : éléments constituant le plancher « étage courant et RDC ».....	29
Figure II.9 : plancher en dalle pleine.....	30
Figure II.10 : mur extérieur.....	31
Figure II.11 : mur intérieur.....	32
Figure II.12 : Coupe verticale d'un acrotère.....	32
Figure II.13 : hauteur libre d'étage.....	37
Figure II.14 : vue en plan d'un voile.....	38
Figure II.15 : Plan de repérage des poteaux .....	41
Figure II. 16. : Surface afférente du poteau e2 .....	42
Figure II.17. : Surface afférente du poteau c2.....	42
Figure III.1 : Coupe verticale sur une poutrelle.....	72

---

---

---

Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	89
Figure III. 3 : Dalle sur 4 appuis (type 01).....	89
Figure III. 4 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (type 01).....	96
Figure III. 5 : Dalle sur 4 appuis (type02).....	96
Figure III. 6 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (type 02).....	105
Figure III. 7 : Dalle pleine sur trois (02) appuis.....	105
Fig.III.8. schéma statique de la dalle (type1).....	106
Fig.III.9. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	108.
Figure III. 10 : Dalle pleine sur trois (02) appuis.....	109
Fig. III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	112
Figure III.12 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.....	112
Figure III.13 : schéma statique de l'escalier.....	112
Figure N°III. 14 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	113
Figure N°III. 15 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	116
Figure N°III. 16 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	119
Figure N°III. 17 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	121
Figure III.18. Schéma statique du la poutre palière.....	124
Figure III.19 : Section creuse équivalente.....	126
Figure III.20 : Ferrailage de la Poutre palière.....	128
Figure III.21 : Ferrailage de la Poutre de chaînage.....	132
Figure. III.22 : Acrotère.....	133
Figure. III.23 : Les sollicitations sur l'acrotère.....	134
Figure .III.24 :.Section à ferrailer.....	135
Figure .III.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	138
Figure IV.1 : Le centre de torsion.....	141
Figure IV.2 (coupe A-A) : vue en élévation (sens x-x) de la structure.....	145

---

---

Figure IV.3 (coupe A-A) : vue en élévation (sens y-y) de la structure.....	146
Figure V.1: spectre de réponse.....	156
Figure V. 2 : Disposition des voiles et largeur des voiles pour le RDC, 1 <sup>er</sup> à 5 <sup>ème</sup> étage.....	159
Figure V. 3 : Disposition des voiles et largeur des voiles pour le 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage.....	159
Figure V.4 : 1 <sup>ere</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).....	160
Figure V.5.: 2 <sup>eme</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).....	160
Figure V.6. : 3 <sup>eme</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	161
Fig.VI.1 : schémas de la zone nodale.....	170
Figure VI.2.: coupe transversale dans un poteau.....	180
Figure VI.3 : Disposition des armatures des poteaux.....	185
Figure VI.4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	197
Figure .VI.5 : Disposition des armatures dans les voiles.....	199
Figure. VI.6 : Schéma d'un voile plein.....	200
Figure.VI.7 : Schéma de ferrailage du voile VY6.....	215
Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	217
Fig. VII.2. Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.....	219
Figure VII.3 : Schéma d'une semelle filante.....	220
Figure. VII.4:dimension du radier.....	220
Figure VII.5: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	222
Figure VII.6 : Dalle sur quatre appuis.....	224
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du radier.....	227
Figure. VII.8: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	228
Figure.VII.9. Sollicitations sur les nervures transversales .....	228
Figure.VII.10. Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	229
Fig. VII.11 : Section à ferrailer.....	231

---

---

<b>Figure. VII.12.Répartition des contraintes sur le voile.....</b>	<b>236</b>
<b>Figure. VII.13.Schéma de ferrailage de voile périphérique.....</b>	<b>239</b>

---

---

---

## Liste des tableaux

---

Tableau II.1 : évaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.....	28
Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher étage courant et RCD.....	29
Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher dalle pleine.....	30
Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes d'un mur extérieur.....	31
Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes d'un mur intérieur.....	32
Tableau II.6: évaluation des charges de la volée.....	33
Tableau II.7 : Evaluation des charges sur le palier.....	34
Tableau .II. 8 : les surcharges au niveau des différents étages.....	40
Tableau II.9 : Descente de charge sur le poteau localisé e2.....	45
Tableau II.10 : Descente de charge sur le poteau localisé c2.....	46
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.....	52
Tableau III.2 : Les poutrelles les plus sollicitées pour chaque cas d'appui.....	52
Tableau III.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	61
Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	69
Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.....	69
Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher RDC et étage courant.....	70
Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher RDC et étage courant.....	70

---

---

---

Tableau III.8 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	71
Tableau III.9 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.....	76
Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles plancher RDC et étage courant.....	76
Tableau III. 11 : Vérification des contraintes à l'ELS (plancher terrasse).....	80
Tableau III.12 : Vérification des contraintes à l'ELS (planchers RDC et étage courant).....	81
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	86
Tableau III.14 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	87
Tableau III.15 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis .....	91
Tableau III.16: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis .....	93
Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	94
Tableau III.18 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	99
Tableau III.19: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	100
Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	101
Tableau III.21 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	102
Tableau III.22: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis .....	103
Tableau N°III. 23 : Calcul des armatures principales pour la dalle.....	105
Tableau III.24 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	108
Tableau N°III. 25 : Calcul des armatures principales pour l'escalier.....	117
Tableau III.26. Calcul des armatures principales .....	124
Tableau III.27 : Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.....	127
Tableau III.28. Calcul des armatures principales.....	129

---

---

<b>Tableau.III.29 : Combinaison d'action de l'acrotère.....</b>	<b>133</b>
<b>Tableau IV.1 : coordonnées du centre de masse et formule de la masse totale...140</b>	<b>140</b>
<b>Tableau IV.3 : calcul des rigidités relatives des portiques dans le sens (x-x)....141</b>	<b>141</b>
<b>Tableau IV.4 : calcul des rigidités relatives des portiques (sens y-y).....146</b>	<b>146</b>
<b>Tableau IV.4 : vérification de l'excentricité (e) selon RPA.....147</b>	<b>147</b>
<b>Tableau IV.5 : vérification de l'excentricité (e) selon RPA.....148</b>	<b>148</b>
<b>Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pq.....152</b>	<b>152</b>
<b>Tableau V.2 : Poids des différents niveaux.....154</b>	<b>154</b>
<b>Tableau V.3 caractéristiques géométriques de la structure.....157</b>	<b>157</b>
<b>Tableau V.4 caractéristiques des nœuds principaux.....158</b>	<b>158</b>
<b>Tableau V.5 : Période de vibration et taux de participation massique.....161</b>	<b>161</b>
<b>Tableau V.6 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....162</b>	<b>162</b>
<b>Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....163</b>	<b>163</b>
<b>Tableau V.8 : Vérification de l'effort normale réduit.....165</b>	<b>165</b>
<b>Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....165</b>	<b>165</b>
<b>Tableau.10 : vérification des déplacements.....166</b>	<b>166</b>
<b>Tableau V.11 : Vérification a L'effet P-Δ.....167</b>	<b>167</b>
<b>Tableau VI.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....170</b>	<b>170</b>
<b>Tableau VI. 2 : Les sollicitations maximales dans les poteaux.....172</b>	<b>172</b>
<b>Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux.....173</b>	<b>173</b>
<b>Tableau VI.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.....175</b>	<b>175</b>
<b>TableauVI.5. : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.....177</b>	<b>177</b>
<b>Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux...180</b>	<b>180</b>

---



---

Tableau VI. 7: Vérification des sollicitations tangentés.....	181
Tableau VI.8 : Les moments résistants dans les poteaux.....	182
Tableau VI.9 : Moment résistant dans les poutres.....	183
Tableau VI.10.Vérification de la zone nodale.....	183
Tableau VI.11 : longueur de scellement dans les poteaux.....	185
Tableau VI.12: Tableaux illustrant les schémas de ferrailage des poteaux des différents étages-.....	186
Tableau VI.13: Ferrailage des poutres.....	187
Tableau VI.14 : Vérification de l'effort tranchant.....	190
Tableau VI.15 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	192
Tableau VI.16 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le sous-sol01 et RDC.....	194
Tableau VI.17 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage.....	195
Tableau VI.18 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le 6 <sup>ème</sup> et dernier étage.....	196
Tableau VI.19 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{X1}$ dans tous les niveaux .....	202
Tableau VI.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{X2}$ dans tous les niveaux .....	203.
Tableau VI.21 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{X3}$ dans tous les niveaux .....	204
Tableau VI.22 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{X4}$ dans tous les niveaux .....	205

---

---

<b>Tableau VI.23 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{X5}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>206</b>
<b>Tableau VI.24 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{X6}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>207</b>
<b>Tableau VI.25 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{X7}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>208</b>
<b>Tableau VI.26 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{X8}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>209</b>
<b>Tableau VI.27 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y1}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>210</b>
<b>Tableau VI.28 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y2}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>211</b>
<b>Tableau VI.29 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y3}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>212</b>
<b>Tableau VI.30 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y4}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>213</b>
<b>Tableau VI.31 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y5}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>214</b>
<b>Tableau VI.32 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile <math>V_{Y6}</math> dans tous les niveaux .....</b>	<b>215</b>
<b>Tableau VII.1 Résumé des résultats de ferrailages.....</b>	<b>225</b>
<b>Tableau VII.2 vérification des contraintes.....</b>	<b>226</b>
<b>Tableau VII.3 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU) .....</b>	<b>229</b>
<b>Tableau VII.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).....</b>	<b>229</b>

---

---

<b>Tableau VII.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU) .....</b>	<b>229</b>
<b>Tableau VII.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS).....</b>	<b>230</b>
<b>Tableau VII.7.Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y)</b>	<b>231</b>
<b>Tableau VII.8.Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X)</b>	<b>231</b>
<b>Tableau VII.9 .Vérification de l'effort tranchant.....</b>	<b>232</b>
<b>Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....</b>	<b>233</b>
<b>TableauVI.11. Section des armatures du voile périphérique.....</b>	<b>237</b>
<b>Tableau VI.12: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....</b>	<b>238</b>
<b>Tableau VI.13: Resultats du ferraillage et vérification des contraintes.....</b>	<b>239</b>

---

## **Bibliographie**

- [1] : BAEL91 modifié 99 .
- [2] : R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)
- [3] : C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)
- [4] : Calcul des ouvrages en béton armé (PIERRE CHARON). (2008).
- [5] : Calcul des ouvrages en béton armé (règles CBA 93 RPA2003) (YACINE CHERAIT). (2008)
- [6] : Génie parasismique: conception et dimensionnement des bâtiments par Pierino Lestuzzi, Marc Badoux. (Mai 2008)
- [7] : Conception et calcul des structures soumises aux séismes (M.DIVERS).
- [8] : DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- [9] : DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

### **Autres documents consultés :**

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

### **Logiciels utilisés :**

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2010.

---

## Introduction générale

---

Concevoir est un art, réaliser est une science, tous les deux font partis de la construction civile. Le génie civil est une expression désignant la construction en général, il représente donc, l'ensemble des technologies relatives au bien-être de la vie humaine.

Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, ils assurent donc, la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement en cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les fonctions de ces derniers se résident non seulement dans la conception et la réalisation mais aussi dans l'économie (le coût), la manière de faire et les procédés de mise en œuvre de leurs projets. En effet, le bon raisonnement, le délai d'exécution, le bon dimensionnement et les différentes techniques de mise en œuvre sont des facteurs déterminant lors de l'étude et de la réalisation d'un projet en génie civil. Ainsi, les côtés techniques et économiques doivent être honorés pour que la mission de ces ingénieurs (en génie civil) soit accomplie de façon véridique.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels...
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, assainissements etc.
- Les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents :

- La planification qui consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs,
- La conception, qui inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet,
- Le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation,

- L'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge,
- L'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. Différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage :
  - ✓ Les études techniques (techniques de génie civil) entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction.
  - ✓ Le département de production : Fondation (construction), terrassements, gros œuvre, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements.
  - ✓ Réceptions provisoire et finale de l'ouvrage,
  - ✓ L'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.
  - ✓ L'exploitation Agricole.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2, D.T.R. BC 2.33.2 et le D.T.R BC 2.33.1).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, les caractéristiques géométriques.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le sixième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le septième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

# Chapitre I : généralités

---

## I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiaux à l'étude de notre projet.

## I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment en R+7 étages +2 sous-sols bi fonctionnel qui regroupe commerces et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) selon la classification de le RPA 1999 version 2003 (article 3.2).

Il sera implanté sur un terrain abrupt situé au lieu-dit Takhribth dans la localité d'Ighil El Bordj, au Nord-Ouest de la ville de Bejaïa, classé par le RPA 1999 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa, article 3.1).

Notre objectif principal de ce projet est l'étude et le calcul de ces éléments de résistance et de contreventement (contreventement mixte i.e. voiles portiques).

## I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage

Cet ouvrage représente la particularité de l'irrégularité en plan pour tous les niveaux, ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment : 25,25 m ;
- Hauteur du RDC et du sous-sol 01 : 3,23 m ;
- Hauteur du sous- sol 02 : 4,42 m ;
- Hauteur des étages : 3,06 m ;
- Largeur du bâtiment : 19,70 m ;
- Longueur du bâtiment : 24,89 m ;
- Surface du bâtiment : 383,636 m<sup>2</sup>.

## **I.4. Le système de contreventement**

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

## **I.5. Définition des éléments de l'ouvrage**

### **I.5.1. Les planchers**

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

#### **a) Les planchers en corps creux**

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les portes à faux, les deux sous-sols ainsi que les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

#### **b) Les planchers en dalles pleines**

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés pas ce type de plancher.



### **I.5.2. Les poutres**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

### **I.5.3. Les poteaux**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

### **I.5.4. les portiques**

Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

### **I.5.5. Les escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

### **I.5.6. L'infrastructure**

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

### **I.5.7. La terrasse**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

### **I.5.8. Les voiles**

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

### **I.5.9. Les murs soutènement**

Un ouvrage de soutènement est construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raid, dans notre cas l'ouvrage de soutènement ne comprend que les parois verticales qui encaissent les poussées des terres et les transmet à la structure porteuse (fondations). C'est le cas courant d'un voile extérieur de sous-sol lié à une structure. Il se peut aussi qu'il assure le rôle de transmission au sol de fondation de charges verticales en provenance de la superstructure.

### **I.5.10. Les éléments de remplissages**

Les éléments de remplissages seront réalisés pour :

- Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15cm et 10cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

### **I.5.11. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps.

## **I.6. Les caractéristiques du sol**

Des sondages pénétrométriques ont été réalisés au niveau du sol d'assise de notre projet en question, suite à la démolition de vieilles bâtisses ainsi qu'à des terrassements en grandes masses, et cela, afin d'apprécier les qualités intrinsèques du sol de fondation et sa capacité portante.

Les résultats ont révélés un terrain relativement homogène, de résistance satisfaisante après les deux premiers mètres de profondeur, indiquant un sous-sol de bonne compacité.

Aucune présence d'eau n'est par ailleurs, constatée jusqu'à -7,00 m de profondeur.

A cet effet, ils suggèrent ce qui suit :

- L'emploi de fondations superficielles ;
- L'ancrage des fondations doit-être à au moins -2,00 m de la surface de la plate-forme (supérieure à 1/10 de la hauteur de l'immeuble) ;
- La contrainte admissible du sol à la profondeur ci-dessus, est de  $\sigma_{adm}=1,6$  bars ;
- Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à :  $C=0,57$  bars,  $\varphi=25^0$  et  $\gamma_h=18,9$  KN/m<sup>3</sup> ;
- Un système de drainage bien étudié et bien réalisé, des eaux en amont des murs de soutènement est, dans ce cas très important et vital.

## **I.7. Régularité de la structure**

Selon le **RPA99, version 2003(article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

### **I.7.1. Régularité en plan**

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.  
La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan.  
Dans ce cadre la surface totale des ouvertures du plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Dans notre projet, on remarque que : la première et la troisième condition ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

### **I.7.2. Régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une dimension avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Dans notre projet, tous les conditions sont vérifiés, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

**Conclusion :** selon les deux critères le bâtiment est classé irrégulier en plan, et régulier en élévation.

### **I.8. Règlements et normes utilisés**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003) ;
- Le Code du béton armé (CBA 93) ;
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges) ;
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU ;
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

### **I.9. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91**

Le matériau béton par nature non homogène associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la

résistance des matériaux (RDM). C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement *BAEL* (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des petites modifications ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment et au moins égal à  $300 \text{ kg/m}^3$ .

### I.10. Définition de l'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

#### I.10.1 Etat limite ultime ELU

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- Etat limite de l'équilibre statique.
  - Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
  - Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A .4.3, p31-40) [1]

#### I.10.2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son exploitation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites de service :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
  - Etat limite de déformation : flèche maximale ;
  - Etat limite de compression du béton.
- } Art (A.4.5) [1]

### I.11. Les actions

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

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

#### I.11.1. Définitions

##### a) Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
  - Le poids des équipements fixes.
  - Les forces de poussée des terres et des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure : le retrait et le tassement différentiel des appuis.
- } Art (A.3.1. 2) [1]

**b) Actions variables (Q)**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
  - Charges appliquées durant l'exécution.
  - Charges climatiques (vent, neige).
  - Effets dus à la température.
- } Art (A.3.1.3) [1]

**c) Actions accidentelles (FA)**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion, ...etc.) .....Art (A.3.1.4) [1].

**I.11.2. Les valeurs de calcul des actions**

Des erreurs de mise en œuvre, de calcul, les anomalies sur les matériaux utilisés ainsi que les hypothèses sur lesquelles sont fondés les calculs dans le domaine de la construction nous entraînent souvent à des résultats erronés, pour cela, il est primordial d'associer aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité qui tient compte de ces handicaps. Les valeurs ainsi obtenues sont celles qui seront adaptées pour le calcul des actions, puis de combiner ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

**I.11.3. Combinaisons d'actions**

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

**I.11.3.1. Combinaison d'actions à l'ELU**

• **Situation durable ou transitoire**

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

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 2n \psi_{0i} Q_i \dots\dots\dots (\text{Art: A.3.3.1}) [1]$$

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables.

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

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

• **Situations accidentelles**

$$1,35G_{max}+G_{min}+FA+ \Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1) \dots\dots\dots (\text{Art: A.3.3.2}) [1]$$

FA : forces accidentelles.

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

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

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

**I.11.3.2. Combinaison d'action à l'ELS**

$$G_{max}+ G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i \quad \dots\dots\dots \text{Article(A.3.3.3)} [1]$$

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

Avec :

- $G_{max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- $G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- $Q_1$  : action variable de base.
- $Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**I.11.3.3. Combinaisons de calcul**

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

Situations durables  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$

Situations accidentelles  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1,2E. \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$

## I.12. Hypothèses de calcul

### I.12.1. Hypothèses de calcul à l'ELU

(article A.4.3.2) [3]

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{En flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{En compression simple.}$$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure.I.1).

#### ➤ Règle des trois pivots

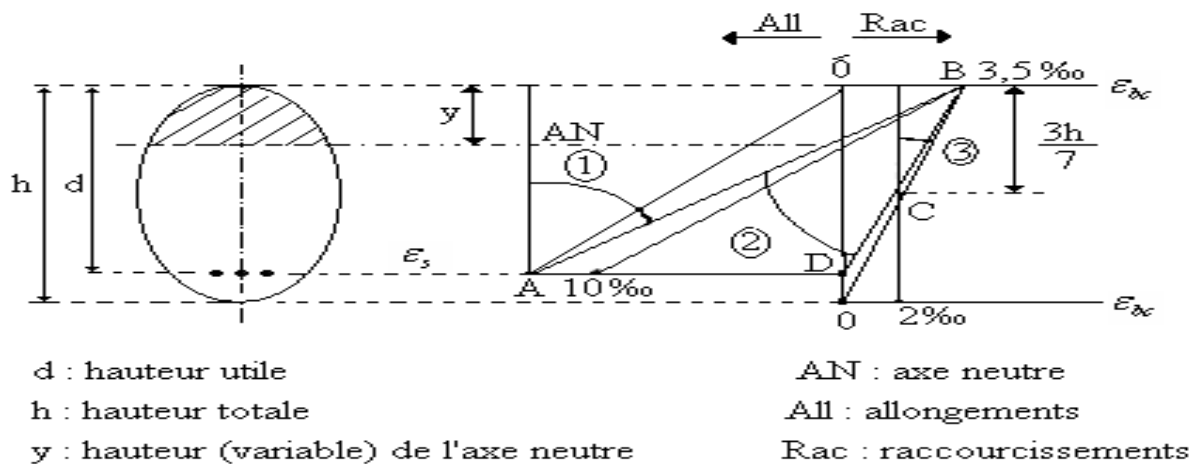


Figure.I.1 : Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si  $y \leq 0,2593 \times d$
- Le pivot B si  $0,2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si  $y \geq h$

$\varepsilon_{bc}$  : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

$\varepsilon_s$  : La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

$A_s$  : armature longitudinales dans la zone comprimée.

$A'_s$  : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

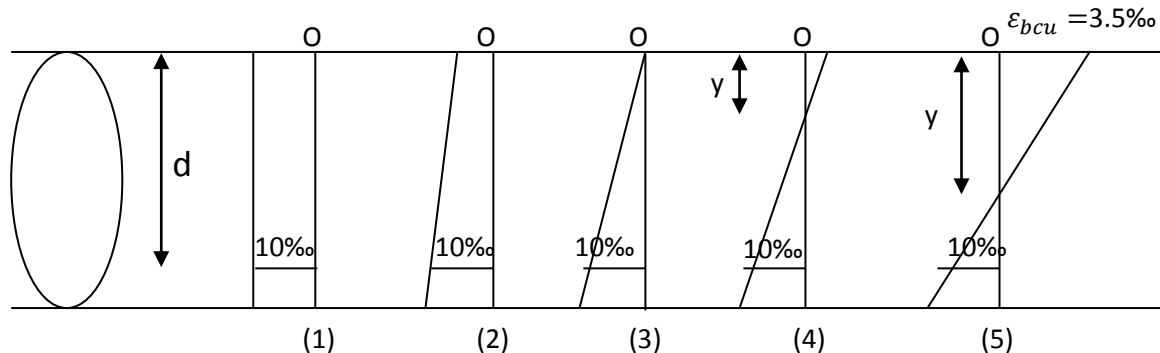
Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple).

Quel que soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points A, B ou C appelé pivot.

On distingue trois domaines :

- **Dans le domaine 1** : pivot A, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot A, et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma(1)** : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

**Schéma(2)** : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

**Schéma(3)** : comme le Schéma(2)

**Schéma(4)** : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec  $\varepsilon_{bc} \leq \varepsilon_{bcu} = 3,5\%$

**Cas particulier :**



$\varepsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  Les triangles semblables donnent :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{2/1000}{10/1000} \Rightarrow y = 0.167d$$

Si on pose  $y = \alpha \cdot d$  on obtient  $\alpha = 0,167$

**Schéma(5)** : comme le schéma (4) avec :  $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3,5\text{‰}$

La position limite AB correspond à axe neutre comme suite :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{3,5}{10} \Rightarrow y = 0,259d$$

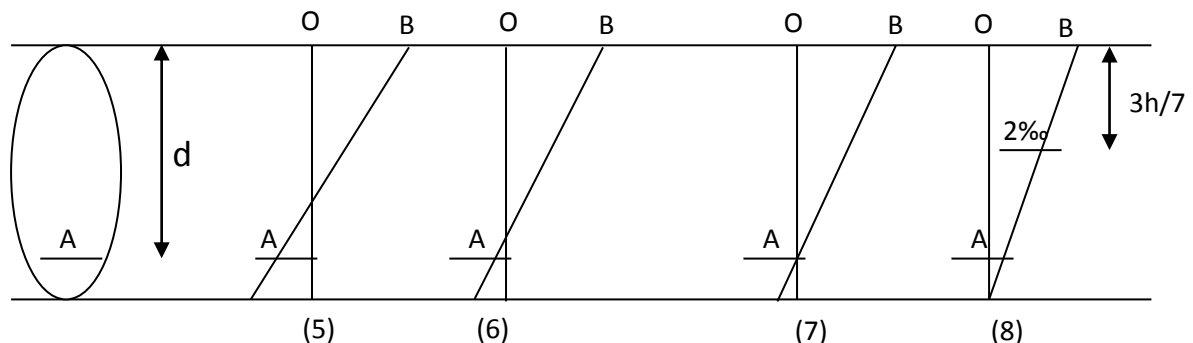
$$y_{AB} = \alpha_{AB} \times d = 0,259d \Rightarrow \alpha_{AB} = 0,259$$

**Remarque** : Le diagramme des déformations passe par le pivot A dans le cas de la flexion simple ou composée si :  $\alpha_{AB} \leq 0,259$

On ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de  $\varepsilon_{bc}$  plus que sa valeur maximale qui est 3,5 ‰, on doit donc diminuer  $\varepsilon_s$  (donc diminuer  $\varepsilon_s$ )

Le diagramme des contraintes pivot autour de B jusqu'à ce que  $\varepsilon_s$  atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

- **Dans le domaine 2** : Pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot B est peut prendre l'une des positions suivantes



**Schéma(6)** : correspond à la flexion simple ou composée avec  $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3,5\text{‰}$  et  $\varepsilon_s < 10\text{‰}$

**Schéma(7)** : comme le schéma (6) avec :  $\varepsilon_s = 0$  ( $y=d \rightarrow \alpha=1$ )

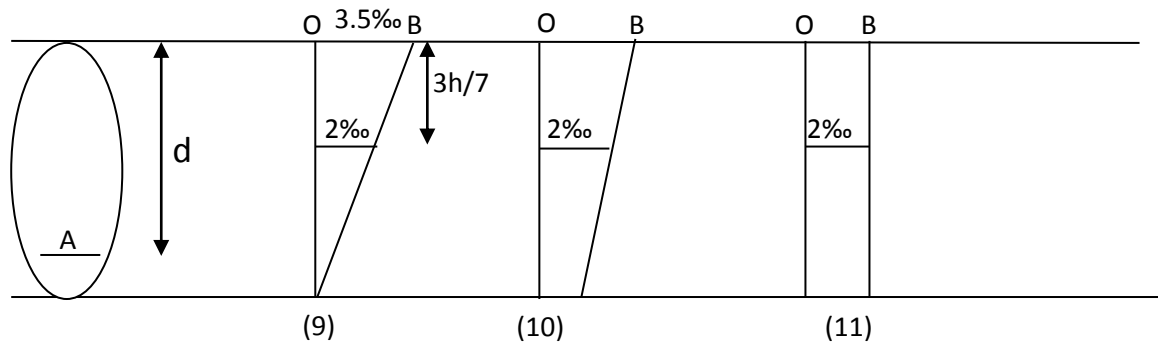
**Schéma(8)** : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimée atteint 3,5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

**Remarque** : la flexion simple ou composée avec un ferrailage tendue  $0,259 < \varepsilon < 1$  caractérisée le pivot B, si on fait pivoter la droite de B, la petite zone située au-dessous du ferrailage devient

tendue (contrainte égale à zéro et le ferrillage devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée)

Le pivot B avec :  $1 < \alpha < y/d$ .

- **Dans le domaine 3** : Pivot C, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3,5‰, le diagramme des déformations passe par pivot C et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma (10)** : correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section  $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3,5\text{‰}$

**Schéma (11)** : correspond à une compression simple  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  pour toute la section.

**Remarque** : la compression simple et composée caractérise le pivot C

$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  Au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$  Au niveau de la fibre la moins comprimée.

### Résumé

**Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot B** : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot C** : compression simple ou composée.

### I.12.2 Hypothèses de calcul à l'ELS

(article A.4.5) [1]

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

## I.13. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

### I.13.1. Le béton

#### I.13.1.1. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C). C'est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

#### I.13.1.2. Caractéristiques du béton

##### ➤ Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (} j \leq 28 \text{jours)} \\ f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{1,40 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (} j > 28 \text{jours)} \end{aligned} \right\} \text{Art (A.2.1. 11) [1]}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

➤ **Résistance à la traction  $f_{tj}$**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{Art (A.2.1.12) [1]}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  donc  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

### I.13.1.3. Les valeurs de calcul à la compression

- **La contrainte limite à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0,9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ 0,85 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

..... Art (A.4.3.41) [3]

- **La contrainte limite à l'ELS**

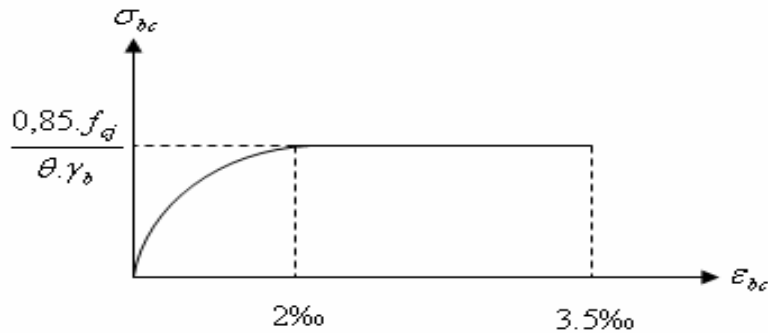
La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \quad \text{..... Art (A.4.5.2) [1]}$$

### I.13.1.4. Le diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire).



**Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.**

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc})$ .

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$   $f_{bc} = f_{bu} = 0,85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

#### I.13.1.5. Le module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$  ..... Art (A.2.1.2.1) BAEL91
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$  ..... Art (A.2.1.2.2) [1]

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

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

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

#### I.13.1.6. Le coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette en béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta l$  mais également un gonflement

transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes

$$\nu = \begin{cases} 0,2(ELS) \\ 0(ELU) \end{cases} \dots\dots\dots \text{Art(A.2.1.3) [3]}$$

### I.13.1.7. La contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible
  - $\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable
- } Art(A.5.2.11) [1]

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

- $\tau_{adm}=3,33\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm}=2,50\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

## I.13.2. L'Acier

### I.13.2.1. Définition

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

### I.13.2.2. Les différents types d'aciers

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

- **Les ronds lisses (R.L)**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique) ;
- $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture) ;
- $f_e=235\text{MPa}$ ;
- $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ ;
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1$ .

- **Les aciers à haute adhérence (H.A)**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et les mêmes diamètres que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1,15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$ .

- **Les treillis soudés (T.S)**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50 ( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .
- TL52 ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

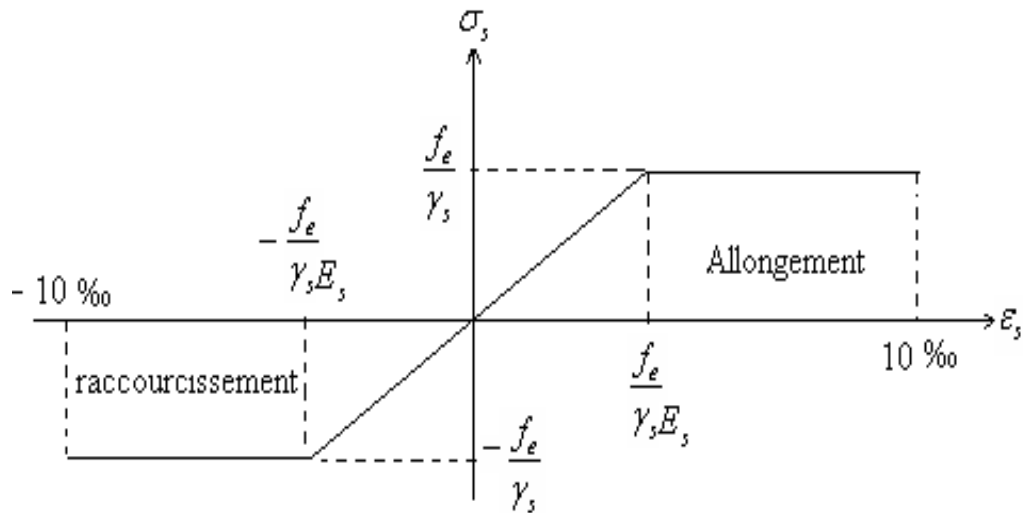
### I.13.2.3. Le diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\varepsilon_s$ .

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

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur:



**Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.**

Art (A.2.2.2, p18) [1]

- $\gamma_s=1$  situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s=1,15$  situation durable ou transitoire.

**I.13.2.4. La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.3) [3]}$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.4) [3]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .



## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

### II.1. Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (ELU), de stabilité et de durabilité (ELS) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécues dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (RPA 99\ version 2003, BAEL 91 et CBA93). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges + planchers + poutrelles + poutres principales + poteaux + voiles

→ Fondations → Sol.

### II.2. Pré dimensionnement et des éléments non structuraux (secondaires)

#### II.2.1. Les planchers

##### II.2.1.1. Les planchers à corps creux

###### a) Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

###### b) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le

(CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4):  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles ;

$h_t$  : hauteur du plancher.

$$L_{max}=610-30=580 \text{ cm} ; h_t \geq \frac{580}{22,5} = 25,77 \text{ cm} .$$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux avec une épaisseur de  $h_t=20 + 6=26 \text{ cm}$ .

Avec :

- $h=20 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux ;
- $h_0=6 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.

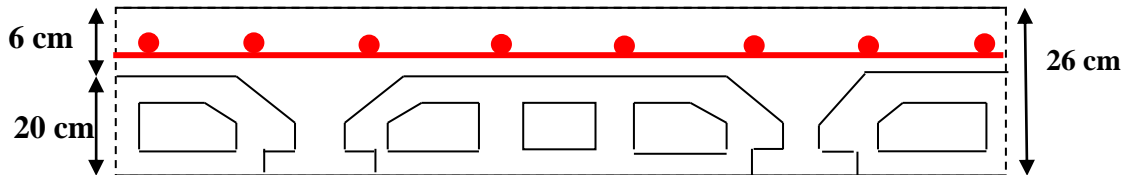


Figure II.1 : plancher à corps creux.

### II.2.1.2. Les planchers en dalles pleines

#### a) Définition

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

#### b) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

##### 1) Critère de résistance

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

$L_x$  : est la plus petite portée.

##### 2) Critère de coupe-feu (CBA93)

- $e \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu ;
- $e \geq 17,5$  pour quatre heures de coupe-feu.

Les dimensions des panneaux en dalle pleine sont :  $L_x = 540-30 = 510 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 11,33 \text{ cm} \leq e \leq 12,75 \text{ cm} ;$$

Pour deux heures de coupe-feu on prend :  $e = 14 \text{ cm}$ .

## II.2.2. Les poutrelles

### a) Définition

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales sur lesquelles elles se reposent.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivants :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées de manière à satisfaire les deux critères, comme indiquée sur la figure II.2

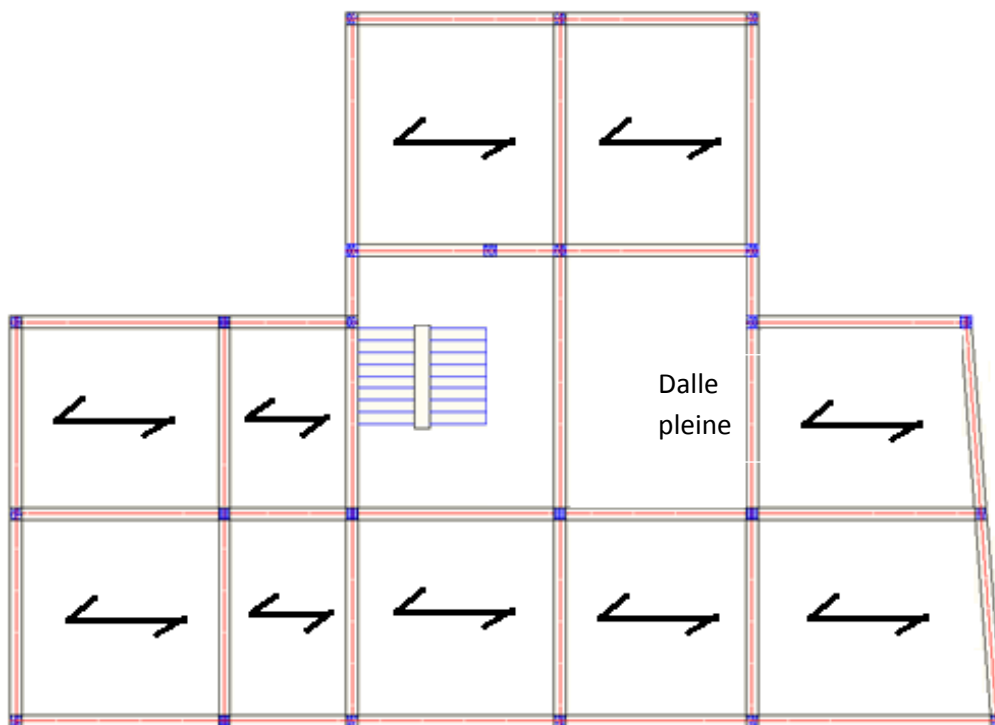


Figure II.2 : disposition des poutrelles

### b) Pré dimensionnement

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi-encastées, elles seront calculées en flexion simple comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

- $b$  : largeur de la table de compression ;
- $b_0$  : largeur de la nervure ;
- $L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successives ;
- $L_y$  : distance entre axes d'appui des poutres principales ;
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0=6\text{cm}$ ) ;
- $h_t$  : hauteur total de la poutrelle.
- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (10,40 \text{ à } 15,60) \text{ cm}$  ;  
Soit :  $b_0 = 14 \text{ cm}$  ;  $L_x = 65 - 14 = 51 \text{ cm}$  ;
- $L_y = 610 - 30 = 580 \text{ cm}$  ;
- $b_1 \leq \min (L_x/2 ; L_y/10) \rightarrow b_1 = 25,50 \text{ cm}$  ;  
 $b = 2b_1 + b_0 \rightarrow \text{soit : } b = 65 \text{ cm}$  ; .

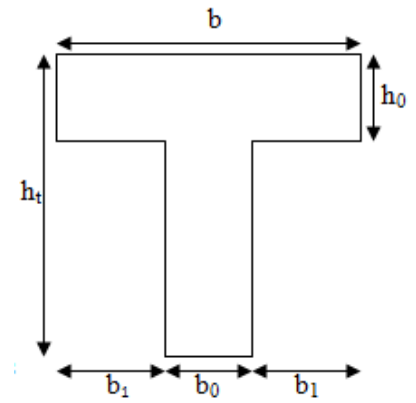


Figure II. 3 : schéma d'une poutrelle.

### II.2.3. Les murs

#### II.2.3.1. Définitions

Les murs sont des éléments qui assurent l'isolation thermique, phonique et acoustique, offrent l'intimité aux occupants et ont des fins esthétiques.

#### II.2.3.2. Les murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloisons de brique (extérieur en brique de 15 cm d'épaisseur et intérieur en celle de 10 cm d'épaisseur) avec un lame d'air de 5 cm d'épaisseur, des revêtements en enduit plâtre et ciment sont à prévoir.

#### II.2.2.3. Les murs intérieurs

Leur rôle principal dans un bâtiment est l'assurance du confort (intimité) aux locataires. Ils seront exécutés en une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur vêtues d'une couche d'enduit plâtre de 1,5 cm d'épaisseur.

### II.2.3. Les escaliers

#### II.2.3.1. Définition

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.3. montre les différents éléments constituant un escalier :

(1) :  $e$  (Epaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)

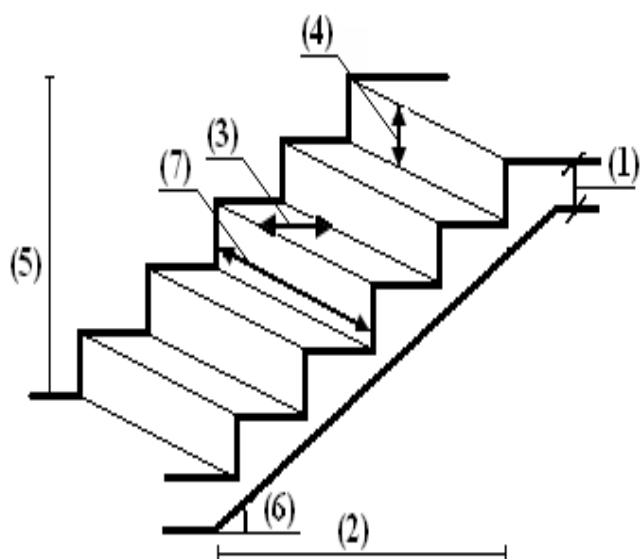


Figure II.4 : Schéma terminologie d'escalier.

(3) :  $g$  (Giron)

(4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)

(5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

$H_e$  : Hauteur d'étage

### II.2.3.2. Pré dimensionnement des escaliers

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m \quad \text{On prend: } g + 2h = 64 \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Or: } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et } h = \frac{H}{n}$$

$n$  : Nombre de contre marche ;  $n-1$  : Nombre de marches.

$$\text{L'épaisseur de la paillasse } e \text{ est donnée par : } \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

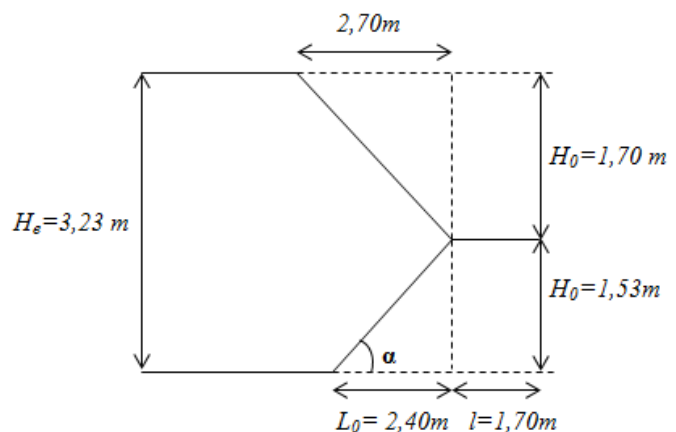
Tel que :  $L'$  : est la longueur inclinée de la volée ;

$$L' = (L_0^2 + H_0^2)^{1/2}.$$

#### II.2.3.2.1. Pour le sous-sol 01 et RDC

- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire

**Figure II.5 : schéma statique escalier à deux volées (sous-sol 01 et RDC).**



**a. La volée 1**

Pour un pas moyen on prend la hauteur de contre marche 17 cm, donc pour une hauteur de la volée 1 de 1,53m, on trouve 8 marches comme le montre le calcul suivant :

$$n = 1,53/0,17 = 9 \text{ contre marches.}$$

$$m = (n-1) = 8 \text{ marches.}$$

Le giron :  $g = ?$

D'après la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm ;} \quad \text{Soit : } g+2h=64 \text{ cm} \quad \text{Donc : } g = 30 \text{ cm .}$$

Par la suite la longueur de la projection de la volée est :  $30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1,53/2,4) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

• **L'épaisseur de la pailasse**

La détermination de l'épaisseur de la pailasse se fait par la condition suivante :

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

$$L' = 2,84m.$$

$$9,466 \leq e_1 \leq 14,20 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit : } e_1 = 16 \text{ cm.}$$

**b. La volée 2**

$n = 1,70/0,17 = 10$  contres marches ;  $m = n - 1 = 9$  marches ;

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1,70/2,70) = 32,19^\circ$$

• **L'épaisseur de la pailasse**

$$L' = 2,84 \text{ m ;}$$

$$9,46 \leq e_2 \leq 14,2 \text{ (cm)} \text{ On prend : } e_2 = 17 \text{ cm.}$$

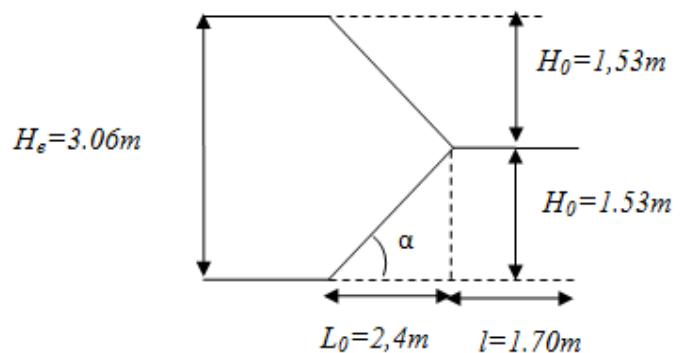
**II.2.3.2.2. Pour les étages courants**

• **Escalier à deux volées et un palier intermédiaire**

**a. La volée 1**

Pour un pas moyen on prend la hauteur de contre marche 17 cm, donc pour une hauteur de la volée 1 de 1,53m, on trouve 8 marches comme le montre le calcul suivant :

$$n = 1,53/0,17 = 9 \text{ contre marches.}$$



**Figure II.6 : schéma statique d'un escalier à deux volées (étage courant).**

$$m = (n-1) = 8 \text{ marches.}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Par la suite la longueur de la projection de la volée est :  $30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1,53/2,4) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

- **L'épaisseur de la paillasse et de palier**

La détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait par la condition suivante :

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

$$L' = 2,84 \text{ m.}$$

$$9,46 \leq e_1 \leq 14,20 \text{ (cm).}$$

Soit :  $e_1 = 16 \text{ cm.}$

- a. La volée 2**

Même données que la volée 1, donc on opte pour :

$$g = 30 \text{ cm ; } \alpha = 32,51^\circ ; e_2 = 16 \text{ cm.}$$

Donc pour le RDC et les deux sous-sols on opte pour les épaisseurs de la paillasse et du palier à  $e_1 = 17 \text{ cm}$  et pour les étages courant on prend  $e_2 = 16 \text{ cm.}$

#### II.2.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse et à l'accrochage des matériaux des travaux d'entretien. Il est soumis à son poids propre et une force horizontale. Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

## II.3.Evaluation des charges

### II.3.1. Les planchers

#### II.3.1.1. Le plancher terrasse inaccessible

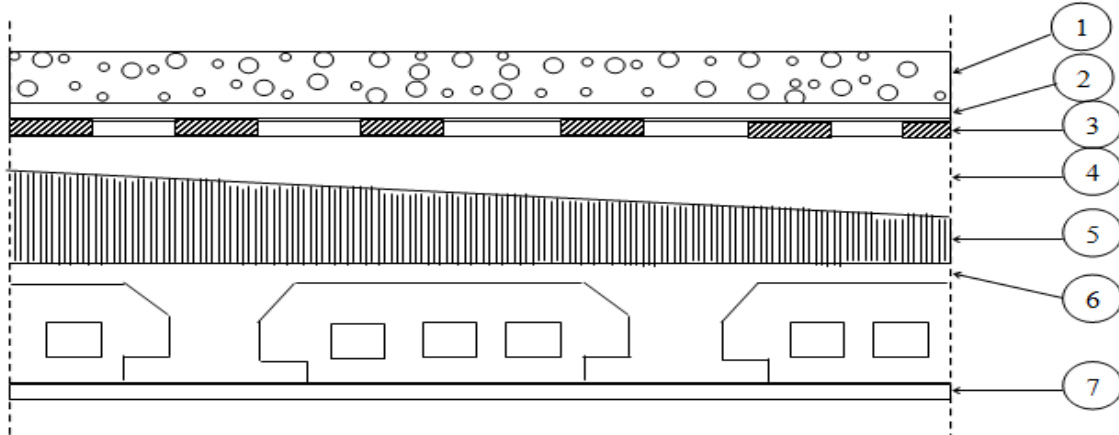


Figure II.7 : plancher de terrasse inaccessible.

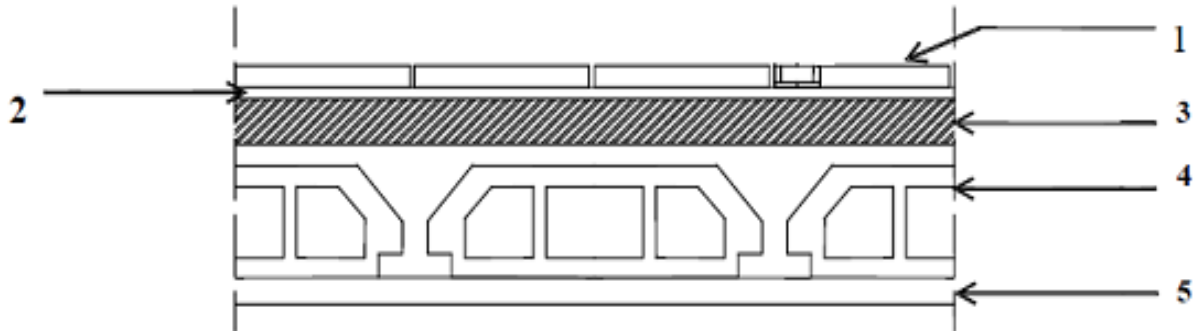
N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
4	Couche pour vapeur en fente bitumée.	0,007	/	0,03
5	Forme de pente	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (20+6)	0,26	14,2	3,692
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				Σ = 7,402

Tableau II.1 : évaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 7,402 \text{ KN/m}^2$ .
- Il s'agit d'un plancher terrasse inaccessible, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien.  
 $\Rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \dots$  (DTR BC2.2).



**II.3.1.2. Le plancher étage courant et RDC**



**Figure II.8 : éléments constituant le plancher « étage courant et RDC ».**

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux (20+6)	0,26	14,2	3,692
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation	0,10	10	1,00
				Σ = 6,092

**Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher étage courant et RCD.**

- La charge permanente totale est estimée à  $G = 6,092 \text{ KN/m}^2$  ;
- La charge d'exploitation est :  $Q=1,50 \text{ KN/m}^2$ . ..... (DTR BC2.2).

### II.3.1.3. Les planchers en dalles pleines (dalles et balcons)

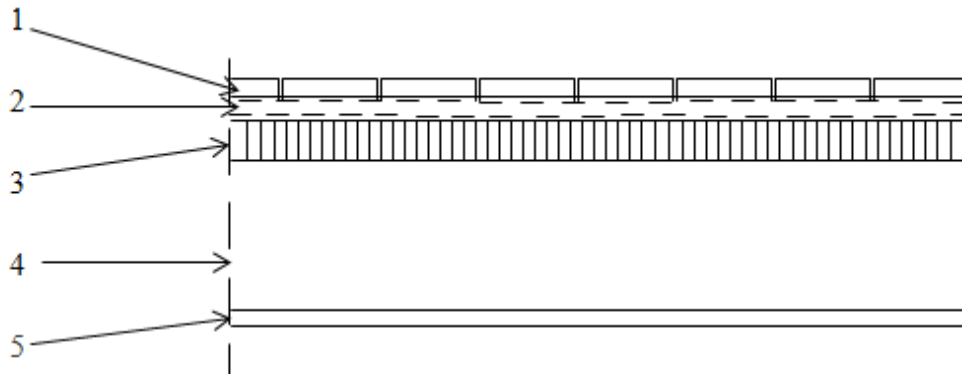


Figure II.9 : plancher en dalle pleine.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Sable fin	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,14	25	3,5
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation	0,10	10	1,00
				$\Sigma = 5,40$

Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher dalle pleine.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation est :
 

{	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (balcons).	...DTR B.C.2.2.
	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ (sous-sols)	

## II.3.2. Les murs

### II.3.2.1. Les murs extérieurs

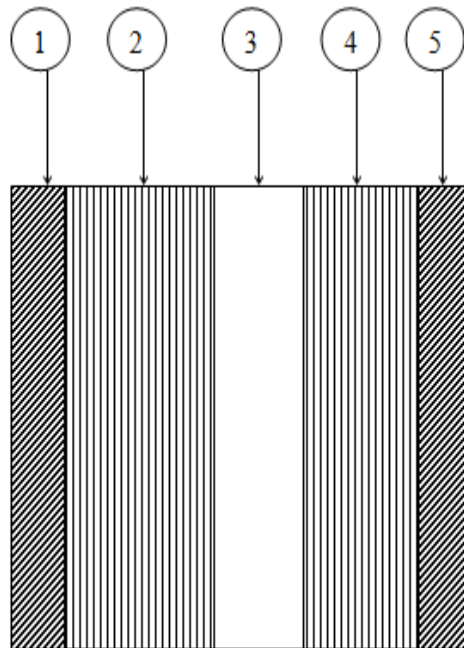


Figure II.10 : mur extérieur.

N° des parois	Description	Epaisseur "e"(m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0,02	18	0,36
2	Brique creuse de 15 cm	0,15	9	1,35
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse de 10 cm	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre intérieur	0,02	10	0,2

Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes d'un mur extérieur.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 2,81 \text{ KN/m}^2$ .

### II.3.2.2. Les murs intérieurs

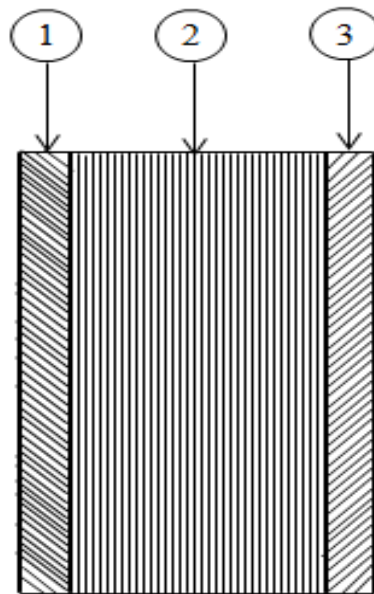


Figure II.11 : mur intérieur.

Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes d'un mur intérieur.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0,015	10	0,15
2	Brique creuse de 10 cm	0,1	9	0,90
3	Enduit plâtre	0,015	10	0,15

- La charge permanente totale est estimée à : 1,20 KN/m<sup>2</sup>.

### II.3.3. L'acrotère

#### II.3.3.1. Evaluation des charges

##### a. Les charges permanentes

- Le poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

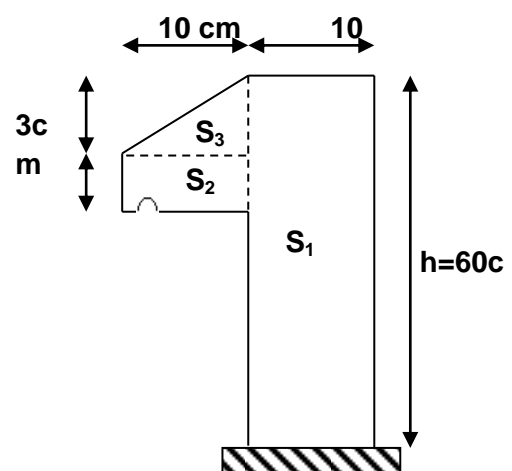


Figure II.12 : Coupe verticale d'un acrotère

$$S = (60 * 10) + (7 * 10) + 0,5(10 * 3)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0,0685 \text{ m}^2$$

Donc:  $G = 25 \times 0,0685 \times 1$

$$G = 1,713 \text{ KN/ml.}$$

- **Enduit de ciment**

- Enduit extérieure : (e=1,50cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

D'où :  $G_T = G + G_1 + G_2 = 1,713 + 0,18 + 0,24$

Alors :  $G_T = 2,133 \text{ KN/ml.}$

- Donc la charge permanente totale est estimée à :  $G_T = 2,133 \text{ KN/ml.}$

- **La charge d'exploitation**

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est:  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

### II.3.4. Les escaliers

#### a) Sur la volée

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Dalle pleine	25	0,17/cos $\alpha$	5,03
		0,16/cos $\alpha$	4,74
Enduit de plâtre	10	0,015/cos $\alpha$	0,178
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0,013	0,28
Marche	22	0,17/2	1,87
			8,20
			7,908

**Tableau II.6: évaluation des charges de la volée.**

- La charge permanente totale est estimée pour la volée 2 (e<sub>2</sub>=17 cm) à :  
 $G = 8,20 \text{ KN/ m}^2$  ;

- Pour la volée de type 1 ( $e_1=16$  cm) G est estimée à :  $G=7,908$  KN/m<sup>2</sup>
- La surcharge d'exploitation est (selon le DTR BC 2.2: surcharges d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation) de :  $Q = 2,50$ KN /m<sup>2</sup>.

**b) Sur le palier**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine (étage courant) ;	25	0,16	4
Dalle pleine (RDC et sous-sol01)		0,17	4,25
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Etage courant	/	/	5,35
RDC et sous-sol01			5,60

**Tableau II.7 : Evaluation des charges sur le palier.**

- La charge permanente est estimée à :  $4,85$  KN/m<sup>2</sup> ;
- La surcharge est (selon le DTR BC 2.2 : surcharges d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation) de :  $Q = 2,50$ KN /m<sup>2</sup>.

## II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux (porteurs)

### II.4.1. Définition

Les éléments structuraux sont des éléments qui encaissent les charges, assurent la continuité et la répartition de celles-ci jusqu'aux fondations qui les transmettront à leur tour au sol d'assise et forment le système de contreventement de l'ossature vis-à-vis des sollicitations horizontales (poutres, poteaux, voiles).

### II.4.2. Les poutres :

#### II.4.2.1. Les poutres principales (P.P)

##### a. Définition

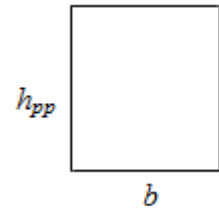
Ce sont les poutres destinées à reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

**b. Pré dimensionnement**

- **critère de rigidité : (BAEL 91)**

$$L_{max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{max}/10$$

$h_{pp}$  : hauteur de la poutre.



**Coupe verticale d'une poutre**

$L_{max}$  : distance maximale de la poutre principale entre nus d'appui

D'où :

$$L_{max} = 630 \text{ cm.} \Rightarrow 42 \text{ cm} \leq h_t \leq 63 \text{ cm}$$

On prend:  $h_{pp} = 45 \text{ cm.}$

- **vérification selon RPA** : selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4,00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } h_{pp} = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$(2) \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

$$\mathbf{b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2.}$$

**II.4.2.2. Les poutres secondaires (P.S)**

**a. Définition**

Ce sont des poutres disposées dans le sens parallèle aux poutrelles, elles ont un rôle homologue à celui des poutrelles (reprandre les charges prévenants du plancher).

**b. Pré dimensionnement**

- **Critère de rigidité**

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

$L_{max}$  : portée maximale entre nu d'appuis de deux poutres principales, (longueur max d'une poutre secondaire).

$$L_{max} = 580 \text{ cm} \Rightarrow 38,66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 58 \text{ cm}.$$

On prend :  $h_{ps} = 40 \text{ cm}$ .

- **vérification selon RPA** : selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4,00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } h_{ps} = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \end{array} \right.$$

(2)  $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$  ..... Conditions vérifiées

Les conditions de RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

$$\mathbf{b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2}$$

- **vérification de la flexibilité (selon BAEL91)**  
 ➤ **Les poutres principales**

$$h / L_{max} \geq 1/16 \Rightarrow h \geq L_{max} / 16 = 630 / 16 = 39,375 \text{ cm}$$

On a :  $h = 45 \text{ cm} > 39,375 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

La condition de flexibilité est donc vérifiée.

- **Les poutres secondaires**

$$h / L_{max} \geq 1/16 \Rightarrow h \geq L_{max} / 16 = 580 / 16 = 36,25 \text{ cm}$$

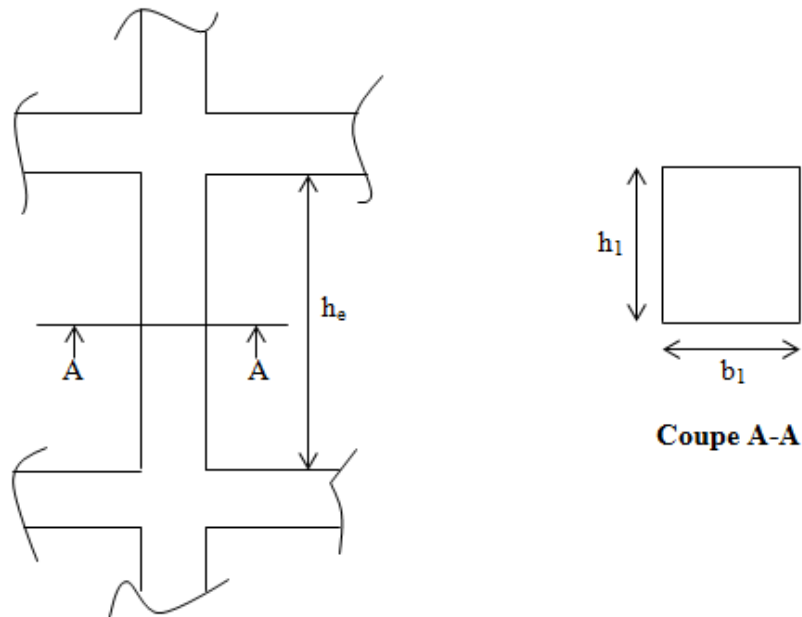
On a :  $h = 40 \text{ cm} > 36,25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

### II.4.3. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, de section rectangulaire, carrée ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), pour Bejaïa (zone II<sub>a</sub>) les conditions qui doivent être satisfaites sont les suivantes :





**Figure II.13 : hauteur libre d'étage.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} ; \\ \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ (cm)} ; \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tel que :

$h_e$  : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

- $h_e = 3,06 \text{ m}$  : pour étage courant ;
- $h_e = 3,23 \text{ m}$  : pour le RDC et sous-sol 01 ;
- $h_e = 4,42 \text{ m}$  : pour le sous-sol 02.

On fixe préalablement les sections des poteaux comme suit :

- pour les deux sous-sols et le RDC on adopte pour :  $b_1 \times h_1 = 45 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)} ;$
- pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage on opte pour :  $b_1 \times h_1 = 40 \times 45 \text{ (cm}^2\text{)} ;$
- pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage on fixe :  $b_1 \times h_1 = 35 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)} ;$
- et pour le 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage on envisage pour :  $b_1 \times h_1 = 30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}.$

#### II.4.4. Les voiles

Les voiles doivent satisfaire les conditions exigées par le RPA 99/version 2003 (article 7.7.1) qui sont les suivantes :

1.  $a \geq \max [(h_e/20); 15 \text{ cm}]$

- Pour le sous-sol 02 :  $a \geq \max [(428/22) ; 15] \text{ cm} ;$   
 $\Rightarrow a \geq \max [(19,45) ; 15] \text{ cm} ;$   
 Soit  $a = 20 \text{ cm}.$
- Pour le sous-sol 01 :  $a \geq \max [(297/22) ; 15] \text{ cm} ;$   
 $\Rightarrow a \geq \max [(13,5) ; 15] \text{ cm} ;$   
 Soit  $a = 15 \text{ cm}.$
- Pour le RDC :  $a \geq \max [(297/22) ; 15] \text{ cm} ;$   
 $\Rightarrow a \geq \max [(13,5) ; 15] \text{ cm} ;$   
 Soit  $a = 15 \text{ cm}.$



Figure II.14 : vue en plan d'un voile.

- Pour l'étage courant :  $a \geq \max [(280/22) ; 15] \text{ cm} ;$   
 $\Rightarrow a \geq \max [12,72 ; 15] \text{ cm} ;$   
 Soit  $a = 15 \text{ cm}.$

2.  $L \geq 4.a$

- Pour le sous-sol 02 :  $L \geq 100 \text{ cm} ;$
- Pour le sous-sol 01 :  $L \geq 80 \text{ cm} ;$
- Pour le RDC et les étages courants :  $L \geq 60 \text{ cm}.$

**Conclusion**

Les dimensions des voiles seront comme suite :

- $a = 23 \text{ cm} \rightarrow$  sous-sol02 ;
- $a = 17 \text{ cm} \rightarrow$  sous-sol01 et RDC ;
- $a = 16 \text{ cm} \rightarrow$  étages courants.
- $L = 1 \text{ m} \rightarrow$  pour des raisons de facilités de réalisation et de continuité, on optera pour la même longueur pour tous les niveaux.

**II.5. La descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les 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 par la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.5.1. Définition de la surface afférente

La surface afférente est la surface du plancher qui revient à un élément porteur (poteaux ou poutres), elle est indispensable pour effectuer la descente de charge qui est une étape élémentaire pour le calcul de résistance, de stabilité et de durabilité.

### II.5.2. La loi de dégression des charges d'exploitation : DTR B.C 2.2 (6.3)

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 courants (1 à 7), et RDC et  $Q_1', Q_2'$  les charges d'exploitation du sous-sol01 et 02 respectivement.

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

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) :  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :  
 $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :  
 $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 4) :  
 $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n quelconque :

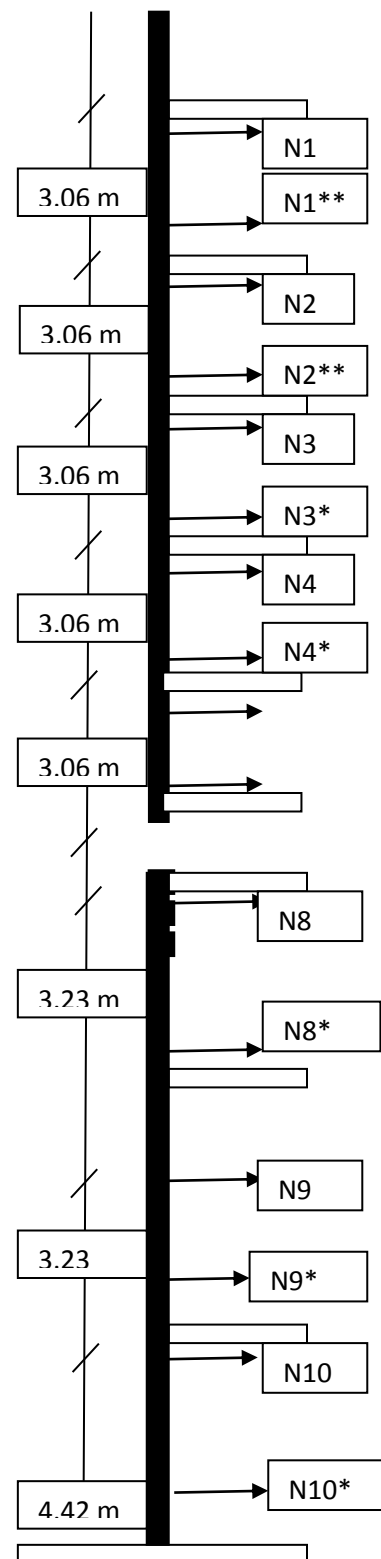
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

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

Dans notre cas : la surcharge d'exploitation est la même

pour les étages : 1, 2, 3, ..., 7 et RDC (Étages à usage d'habitation), qui est :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$



- Pour le plancher terrasse inaccessible :  $Q_0=1 \text{ KN/m}^2$
- Balcons :  $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- Les deux sous-sols (garages et parcs de stationnement de voitures légères) :  
 $Q_1' = Q_2' = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Terrasse inaccessible	$Q_0$
6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q_1$
5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$
4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Sous-sol01	$Q_0 + 0,68 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
Sous-sol02	$Q_0 + 0,66 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_1')$

**Tableau .II. 8 : les surcharges au niveau des différents étages.**

### II.5.3. Localisation des poteaux supposés au préalable plus sollicités

Les poteaux les plus sollicités sont supposés ceux qui ont une surface afférente plus importante, pour cela on localisés deux poteaux dont les surfaces afférentes sont plus importantes, puis une étude comparative sera effectuée afin de déterminer la charge la plus défavorable. Les deux poteaux son notés **e<sub>1</sub>** et **e<sub>2</sub>**.

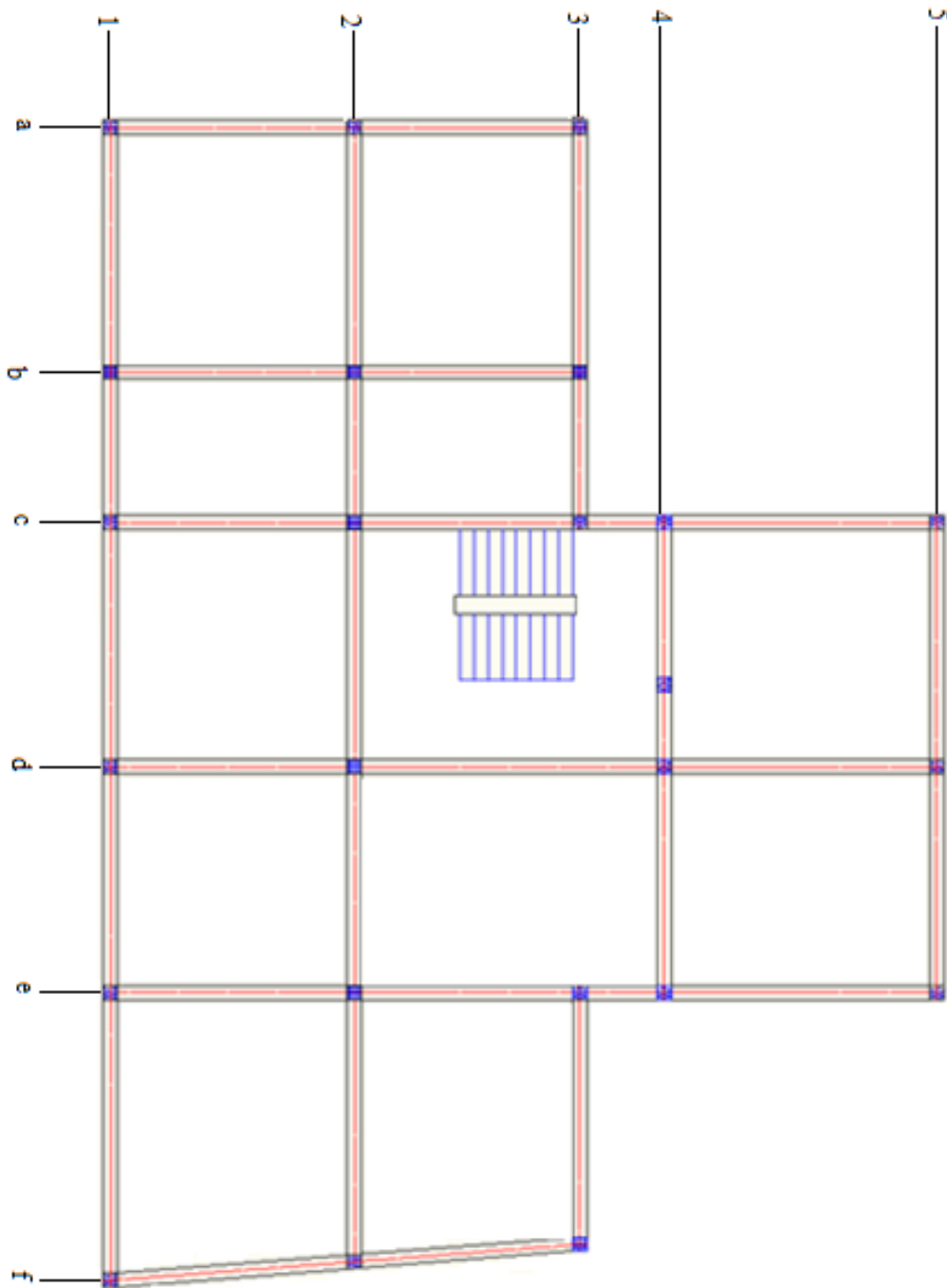


Figure II.15 : Plan de repérage des poteaux

## II.5.4. Calcul des surfaces afférentes revenant aux poteaux **E**<sub>1</sub> et **C**<sub>2</sub>

### II.5.4.1. Poteau **E**<sub>2</sub>

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 ;$$

Avec :

$$S_1 = 2,450 \times 2,250$$

$$S_1 = 5,512 \text{ m}^2 ;$$

De même on a :

$$S_2 = 5,062 \text{ m}^2 ;$$

$$S_3 = 6,430 \text{ m}^2 ;$$

$$\text{Et } S_4 = 5,905 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où : } S = 22,909 \text{ m}^2$$

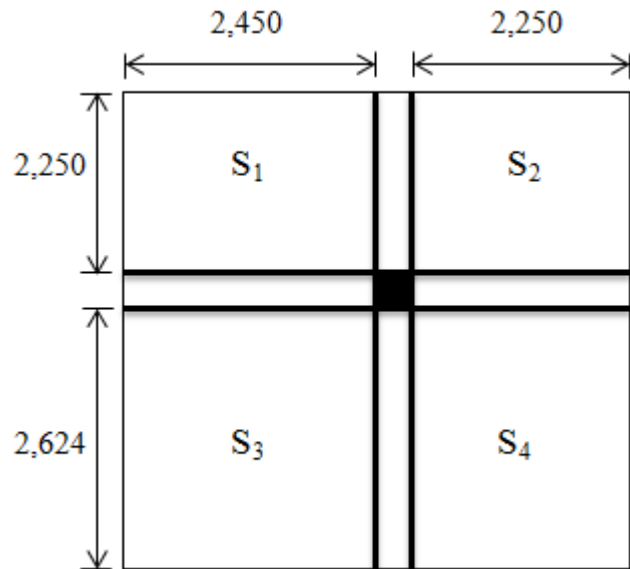


Figure II. 16. : Surface afférente du poteau **E**<sub>2</sub>

### II.5.4.2. Poteau **C**<sub>2</sub>

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = 3,552 \text{ m}^2 ;$$

$$S_2 = 3,262 \text{ m}^2 ;$$

$$S_3 = 6,002 \text{ m}^2 ;$$

$$\text{Alors : } S = S_{\text{dalle à CC}} = 12,816 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_{D.\text{pleine}} = 5,145 \text{ m}^2.$$

$$S_5 = S'_5 + S''_5 ;$$

$$\text{Donc : } S_5 = 0,307 \text{ m}^2$$

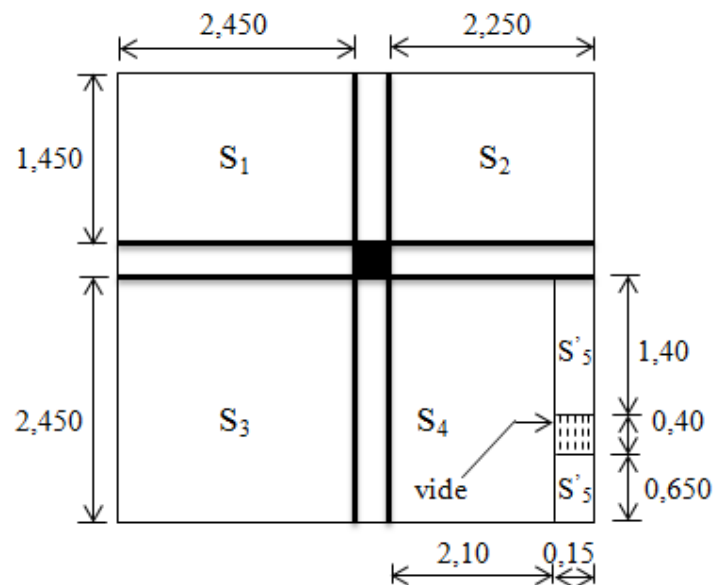


Figure II.17. : Surface afférente du poteau **C**<sub>2</sub>.

**S**<sub>5</sub> : est la partie de la volée supportée par le poteau **C**<sub>2</sub>.

• **Remarque :**

Pour le plancher terrasse on a :

$$S = 18,328 \text{ m}^2.$$

**II.5.5. Calcul des charges et surcharges**

**II.5.5.1. Poteau e2**

➤ **Les planchers**

- Plancher terrasse :  $\begin{cases} G = (7,402 \times 22,909) = 169,572 \text{ KN.} \\ Q = (1,00 \times 22,909) = 22,909 \text{ KN.} \end{cases}$
- Plancher étage courant et RDC :  $\begin{cases} G = 6,092 \times 22,909 = 139,561 \text{ KN.} \\ Q = 1,50 \times 22,909 = 34,363 \text{ KN.} \end{cases}$
- Plancher dalle pleine (sous-sols) :  $\begin{cases} G = 5,4 \times 22,909 = 123,708 \text{ KN.} \\ Q = 2,5 \times 22,909 = 57,272 \text{ KN.} \end{cases}$

➤ **Les poutres**

- Les poutres principales :  $G_{pp} = 25 \times (0,30 \times 0,45) \times 5 = 16,875 \text{ KN.}$
- Les poutres secondaires :  $G_{ps} = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4,874 = 14,622 \text{ KN.}$
- Le poids total des poutres :  $G = G_{pp} + G_{ps} = 31,497 \text{ KN.}$

➤ **Les poteaux**

- Sous-sol02 :  $G_1 = 25 \times (0,45 \times 0,50) \times 4,42 = 24,862 \text{ KN.}$
- Sous-sol01 et RDC :  $G_1 = 25 \times (0,45 \times 0,50) \times 3,23 = 18,168 \text{ KN.}$
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :  $G_3 = 25 \times (0,40 \times 0,45) \times 3,06 = 13,77 \text{ KN.}$
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :  $G_4 = 25 \times (0,35 \times 0,40) \times 3,06 = 10,71 \text{ KN.}$
- 6<sup>ème</sup> et dernier étage :  $G_5 = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 3,06 = 8,032 \text{ KN.}$

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse inaccessible	169,572	22,909	<b>209,101</b>	<b>22,909</b>
	Poteau	8,032			
	Poutres	31,497			

$N_1$	$N_0$	<b>209,101</b>	<b>22,909</b>		
	Plancher étage courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>388,191</b>	<b>57,272</b>
	Poteau	8,032			
$N_2$	$N_1$	<b>388,191</b>			
	Plancher courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>569,959</b>	<b>88,198</b>
	Poteau	10,71			
$N_3$	$N_2$	<b>569,959</b>			
	Plancher courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>751,727</b>	<b>115,689</b>
	Poteau	10,71			
$N_4$	$N_3$	<b>751,727</b>			
	Plancher courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>936,555</b>	<b>139,743</b>
	Poteau	13,77			
$N_5$	$N_4$	<b>936,555</b>			
	Plancher courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>1121,383</b>	<b>160,361</b>
	Poteau	13,77			
$N_6$	$N_5$	<b>1121,383</b>			
	Plancher courant	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>1306,211</b>	<b>177,542</b>
	Poteau	13,77			
$N_7$	$N_6$	<b>1306,211</b>			
	Plancher RDC	139,561	34,363		
	Poutres	31,497		<b>1495,437</b>	<b>193,693</b>
	Poteau	18,168			



$N_8$	$N_7$	<b>1495,437</b>			
	Plancher sous-sol	123,708	57,272		
	Poutres	31,497		<b>1668,81</b>	<b>225,421</b>
	Poteau	18,168			
$N_9$	$N_8$	<b>1668,81</b>			
	Plancher sous-sol	123,708	57,272		
	Poutres	31,497		<b>1848,877</b>	<b>257,265</b>
	poteau	24,862			

**Tableau II.9 : Descente de charge sur le poteau localisé e2**

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant e2**

• **A l'ELU**

$$N_U = 1,35N_G + 1,50N_Q ;$$

$$N_U = (1,35 \times 1848,877) + (1,50 \times 257,265) ;$$

$$N_U = \mathbf{2881,881 KN.}$$

• **A l'ELS**

$$N_S = N_G + N_Q ;$$

$$N_S = 1848,877 + 257,265 ;$$

$$N_S = \mathbf{2106,142 KN.}$$

**II.5.5.2. Poteau C2**

En suivant les mêmes procédures de calcul que pour le poteau **e2**, on obtiendra les résultats suivants :

➤ **Les planchers et escalier**

• Plancher terrasse :  $\begin{cases} G = (7,402 \times 18,328) = 135,663 KN. \\ Q = (1,00 \times 18,328) = 18,328 KN. \end{cases}$

• Plancher étage courant et RDC : .....  $\begin{cases} G = 6,092 \times 12,816 = 78,075 KN. \\ Q = 1,50 \times 12,816 = 19,224 KN. \end{cases}$

✓ Palier d'escalier (étage courant) .....  $\begin{cases} G = 5,35 \times 5,145 = 27,525 KN. \\ Q = 2,50 \times 5,145 = 12,862 KN. \end{cases}$

✓ Palier d'escalier (RDC et s-s01).....  $\begin{cases} G = 5,60 \times 5,145 = 28,812 KN. \\ Q = 2,50 \times 5,145 = 12,862 KN. \end{cases}$

✓ La volée d'escalier pour l'étage courant:  $\begin{cases} G = 0,307 \times 7,908 = 2,427 KN. \\ Q = 0,307 \times 2,50 = 0,767 KN. \end{cases}$

- ✓ La volée d'escalier RDC ets-s01 : .....  $\begin{cases} G = 0,307 \times 8,20 = 2,517 \text{ KN.} \\ Q = 0,307 \times 2,50 = 0,767 \text{ KN.} \end{cases}$
- ✓ Plancher dalle pleine sous-sol01 : .....  $\begin{cases} G = (5,4 \times 12,816) = 69,204 \text{ KN.} \\ Q = (2,5 \times 12,816) = 32,4 \text{ KN.} \end{cases}$
- ✓ Total pour le RDC .....  $\begin{cases} G = 109,404 \text{ KN} \\ Q = 31,957 \text{ KN} \end{cases}$
- ✓ Total pour le s-s01 .....  $\begin{cases} G = 100,533 \text{ KN.} \\ Q = 45,669 \text{ KN.} \end{cases}$
- ✓ Total pour étage courant : .....  $\begin{cases} G = 108,027 \text{ KN.} \\ Q = 32,853 \text{ KN.} \end{cases}$
- Plancher dalle pleine sous-sol02 :  $\begin{cases} G = 18,328 \times 5,4 = 98,971 \text{ KN.} \\ Q = 5 \times 18,328 = 91,64 \text{ KN.} \end{cases}$

➤ **Les poutres**

- Les poutres principales :  $G_{pp} = 25 \times (0,30 \times 0,45) \times 5 = 16,875 \text{ KN.}$
- Les poutres secondaires :  $G_{ps} = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 3,90 = 11,70 \text{ KN.}$
- Le poids total des poutres :  $G = G_{pp} + G_{ps} = 28,575 \text{ KN.}$

➤ **Les poteaux**

Le poids propre des poteaux reste inchangé pour les poteaux que ce soit de rive ou situant au milieu d'un plancher.

Niveaux	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)
$N_0$	172,27	18,328
$N_1$	316,904	51,181
$N_2$	464,216	80,748
$N_3$	611,528	107,031
$N_4$	761,90	130,028
$N_5$	912,272	149,74
$N_6$	1062,644	166,166
$N_7$	1218,791	180,991
$N_8$	1366,067	205,153
$N_9$	1509,304	229,90

**Tableau II.10 : Descente de charge sur le poteau localisé C2**

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant C2**

• **A l'ELU**

$$N_U = 1,35N_G + 1,50N_Q ;$$

$$N_U = (1,35 \times 1509,304) + (1,50 \times 229,90) ;$$

$$N_U = \mathbf{2382,410 KN.}$$

• **A l'ELS**

$$N_S = N_G + N_Q ;$$

$$N_S = 1502,898 + 229,90 ;$$

$$N_S = \mathbf{1739,204 KN.}$$

## II.6. Vérifications du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau noté P<sub>1</sub>

### II.6.1. Vérification à la compression simple

➤ **Poteau du sous- sol**

La vérification se fera à l'ELU sous la combinaison **1,35G + 1,5Q** ( $N_U = \mathbf{2881,881 KN.}$ ).

Selon le (CBA 93 A.4.5.2.), l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10%

$$N_u = 1,1 N_U = \mathbf{3170,069 KN.}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3170,069 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,211 m^2$$

$$B \geq 0,209 m^2 \quad \text{On prend : } B = 0,45 \times 0,50 = 0,225 m^2$$

➤ **poteaux entre le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage :**

$$N_u = 1,35 \times 1306,211 + 1,5 \times 177,542 = 2029,697 KN$$

$$N_u = \mathbf{2232,667 KN} \quad \text{après majoration}$$

$$B \geq 0,148 m^2$$

On prend  $B = 0,40 \times 0,45 = 0,18m^2$  la condition (1) est vérifiée

➤ poteaux entre le 4<sup>ème</sup> et le 5<sup>ème</sup> étage

$$N_u = 1,35 \times 751,727 + 1,5 \times 115,689 = 1188,364 KN$$

$N_u = 1307,201 KN$  après majoration.

$$B \geq 0,087m^2$$

On prend  $B = 0,35 \times 0,40 = 0,14m^2$

➤ poteaux entre le 6<sup>ème</sup> et le dernier étage

$$N_u = 1,35 \times 388,191 + 1,5 \times 57,272 = 609,965 KN$$

$N_u = 671,713 KN$  après majoration.

$$B \geq 0,044 m^2$$

On prend  $B = 0,30 \times 0,35 = 0,105m^2$ .

## II.6.2. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcul :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f=0,7l_0$ ).

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

➤ **Poteau du sous-sol02**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,42 = 3,094m.$$

$$B = 0,45 \times 0,50 = 0,225 m^2.$$

$$I = \frac{0,45 \times (0,50)^3}{12} = 4,687.10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{4,687.10^{-3}}{0,225}} = 0,144m.$$

$$\lambda = \frac{3,094}{0,144} = 21,486 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{21,486}{35}\right)^2} = 0,79$$

**Le RPA99** (art.7.4.2.1) fixe  $A_s/B_r \geq 0,8\%$  **en zone II**. On prend  $A_s/B_r = 1\%$

Le BAEL préconise de vérifier que :  $B_r \geq N_u / \left[ \alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$

$$B_r \geq 3170,069 / \left[ 0,79 \left( \frac{2,5}{0,9 \times 1,5} + \frac{40}{100 \times 1,15} \right) \right] = 1824,499 cm^2$$

Or nous avons  $B_r = (45 - 2) \times (50 - 2) = 2064 cm^2$

$2064 cm^2 \geq 1824,499 cm^2 \rightarrow$  donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Les mêmes instructions à suivre pour les poteaux de sections ((40×45) ; (35×40) et (30×35)), les résultats récapitulatifs sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	Sous-sols02	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
$N_U(KN)$	3170,069	2575,562	2232,667	1307,201	670,962
$B_{adp} (m^2)$	0,225	0,225	0,18	0,14	0,105
$l_0 (m)$	4,42	3,23	3,06	3,06	3,06
$l_f (m)$	3,094	2,261	2,142	2,142	2,142
$I \times 10^{-3}(m^4)$	4,687	4,687	3,037	1,866	1,071
$i (m)$	0,144	0,144	0,129	0,115	0,101
$\lambda$	21,486	15,701	16,604	18,553	21,20
$\alpha$	0,79	0,817	0,813	0,804	0,791
$B_r cal(m^2)$	0,182	0,148	0,124	0,0739	0,0385
$B_r adap(m^2)$	0,206	0,206	0,163	0,125	0,092

## II.7. Conclusion

Après satisfaction de la condition de flèche pour les poutres et les différentes vérifications (la compression du béton, le flambement) pour le poteau le plus sollicité ( $P_1$ ), on résume leurs sections adoptées comme suit :

- **Section des poutres**
  - **Section des poutres principales : (30\*45) cm<sup>2</sup> ;**
  - **Section des poutres secondaires : (30\*40).**
  
- **Section des poteaux**
  - **Sous-sol01, 02 et RDC : (45\*50) cm<sup>2</sup> ;**
  - **1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : (40\*45) cm<sup>2</sup> ;**
  - **4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : (35\*40) cm<sup>2</sup> ;**
  - **6<sup>ème</sup> et dernier étage : (30\*35) cm<sup>2</sup>.**

## Chapitre III : étude des éléments secondaire

---

### III.1. Introduction

Le squelette d'un bâtiment est constitué de deux types d'éléments : les éléments structuraux et les éléments non structuraux, ce derniers non aucun rôle porteur et ne faisant aucune par celle dans le système de contreventement mais d'une importance vitale.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action combinée des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains d'entre eux doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives inscrites dans la réglementation parasismique.

Ce présent chapitre sera sujet de vérification (sections déterminées par le pré dimensionnement) et de calcul (détermination des sections d'aciers) des éléments non structuraux.

### III.2. Etude des planchers

Les planchers, à corps creux qu'ils soient ou en dalles pleines, doivent être réalisés de sorte à assurer simultanément les fonctions indispensables à l'usage des ouvrages auxquels ils destinés. Ces fonctions sont principalement :

- La résistance mécanique en supportant les sollicitations externes ;
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements ;
- L'isolation thermique et acoustique ;
- La résistance au feu.

Pour notre projet, puisqu'il est destiné à usage d'habitation (RDC et étages courants) et usage commercial, il est commode d'utiliser les deux types de plancher, corps creux pour le premier usage car il a la propriété d'une bonne isolation phonique (notamment les bruits de contact) et thermique, pour le second usage on optera pour des dalles pleines car elles ont la particularité de supporter des charges supérieurs à ceux du premier type.

#### III.2.1. Calcul des planchers à corps creux

##### III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

**a. Disposition des poutrelles**

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées dans le sens transversal respectant les critères de continuité et de la petite portée comme illustré dans la figure II.2.

**b. Les différents types de poutrelles**

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés dans le tableau suivant.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

**Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.**

Les poutrelles les plus sollicitées pour le même nombre d'appuis sont :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

**Tableau III.2 : Les poutrelles les plus sollicitées pour chaque cas d'appui.**



On aura donc deux types de poutrelles à étudier.

**N.B :**

Les distances sont en mètre (m).

### **c. Les méthodes de calcul des poutrelles**

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles : la méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT ; fréquemment la première méthode est la plus utilisée mais si l'une des conditions de son application n'est pas vérifiée, on procède par la méthode de CAQUOT.

#### **c.1. La méthode forfaitaire**

##### **Les conditions d'application**

(B.6.2, 210) [1]

Cette méthode concerne les éléments fléchis de poutres de plancher (poutres secondaires et principales surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées et de dalle portante dans un seul sens. Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont respectées :

- Condition 1 : le bâtiment est classé "construction courantes" pour lesquelles les charges vérifient :  $Q_B \leq \min (2G ; 5KN /m^2)$ .

Avec :

G : charges permanentes.

$Q_B$  : charges d'exploitation

- Condition 2 : les éléments de plancher sont sollicités en flexion simple (poutre ou dalle en flexion portante dans un seul sens).
- Condition 3 : les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité ( $I=\text{constante}$ ).
- Condition 4 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Condition 5 : la fissuration est considérée peu préjudiciable et ne compromet pas la tenue du BA ni celle revêtement.

Dans le cas où l'une des conditions (condition 3, condition 4 ou condition 5) n'est pas satisfaite on peut recourir à la méthode de CAQUOT.

##### **Principes de calcul des sollicitations (M et V)**

(B.6.2, 211) [1]

Les moments max en travées et sur appuis sont fixés forfaitairement à partir de la valeur max du moment dans une travée isostatique de référence supportant la même charge.

**Rappel :**

Dans le cas de charge uniformément réparties le moment isostatique est égal :

- A l'ELS :  $M_{ser} = [(G+Q) / 8] * l^2$
- A l'ELU :  $M_u = [(1,35G+1,5Q)/8]*l^2$

➤ **Calcul des moments forfaitaires** (ANNEXE E.1.2) [1]

Soient :

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- $M_W$  et  $M_E$  respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_T$  le moment maximal évalué en travée.
- Le coefficient  $\alpha$  le rapport des charges permanentes et des charges d'exploitation  $\alpha = Q_B / (G + Q_B)$ .

✓ **Les moments en travée et appuis** (ANNEXE E.1.2) [1]

La valeur du moment maximal  $M_T$  en travée et les valeurs absolues des moments en appuis  $M_W$  et  $M_E$  peuvent être choisis arbitrairement mais de manière à respecter :

$$M_T + (M_W + M_E) / 2 \geq \max [(1 + 0,3 * \alpha) * M_0 ; 1,05 * M_0].$$

**1<sup>er</sup> cas :**  $M_T \geq (1 + 0,3 * \alpha) * M_0 / 2$  dans le cas d'une travée intermédiaire.

**2<sup>ème</sup> cas :**  $M_T \geq (1,2 + 0,3 * \alpha) * M_0 / 2$  dans le cas d'une travée de rive.

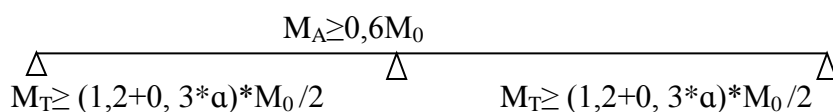
La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

**1<sup>er</sup> cas :**  $0,6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées.

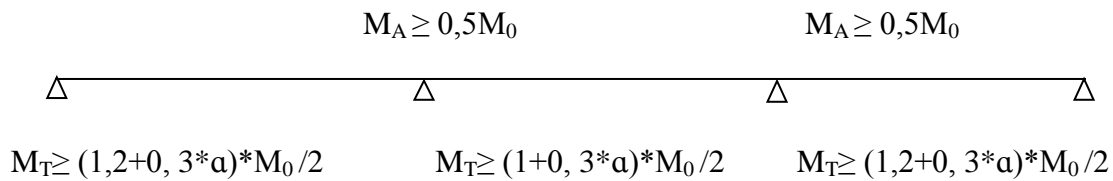
**2<sup>ème</sup> cas :**  $0,5M_0$  dans le cas des appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

**3<sup>ème</sup> cas :**  $0,4M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à trois travées et plus.

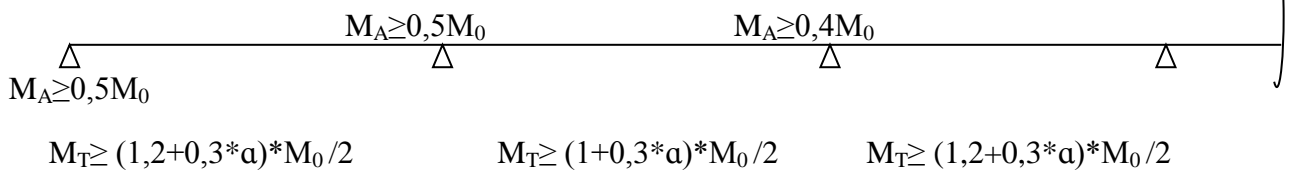
**-Cas de deux travées**



**-Cas de trois travées**



**-Cas de plusieurs travées > 3**



**Remarque**

De part et d'autre pour chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

La valeur absolue du moment sur appui dépend des conditions d'encastrement :

Ce moment peut varier de 0,2 à 0,4M<sub>0</sub> si l'appui est un poteau ou un refend.

Et une valeur de 0 à 0,2M<sub>0</sub> si l'appui est une poutre.

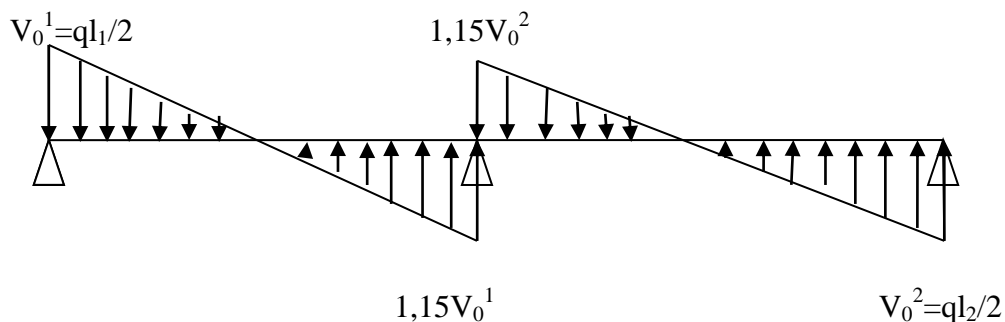
Si toute fois la valeur 0 est retenue on place des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment forfaitaire de 0,15M<sub>0</sub> (sans justifier les résistances de l'appui de rive).

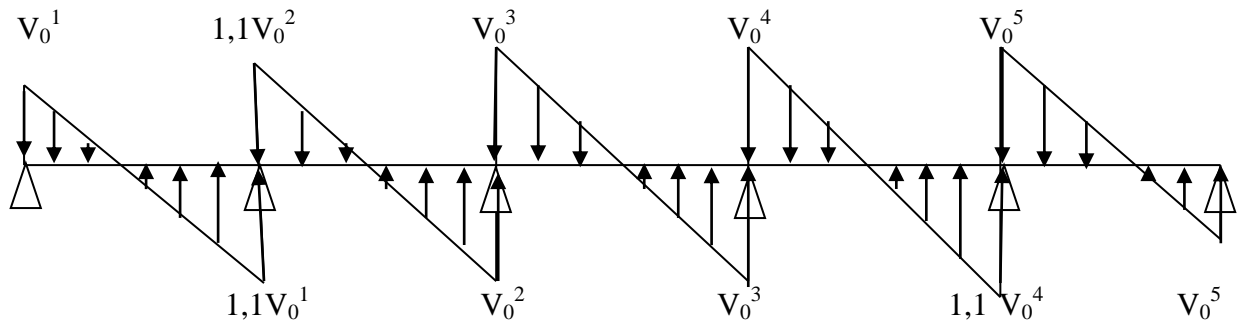
➤ **Calcul des efforts tranchants**

Dans l'évaluation des efforts tranchants au niveau des appuis, on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égale à l'effort tranchant isostatique qui est égale à  $\frac{q \cdot l}{2}$  sauf sur les premiers appuis intermédiaires, ou on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% si la poutre à deux travées.
- 10% si la poutre à plus de deux travées

Les schémas ci-dessous représentent les deux cas :





La condition 4 de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite (le rapport des portées successives n'est pas dans l'intervalle préconisé par le BAEL :  $\frac{520}{320} = 1,625 > 1,25$  et  $\frac{610}{480} = 1,27$ ), on passe alors à l'application de la méthode de CAQUOT :

### c.2. La méthode de CAQUOT

[4]

#### ➤ Domaine d'application

(B.6.2 ,220 et B.6.2 ,221) [1]

Cette méthode est applicable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment est classe " constructions industrielles" (charge d'exploitation est supérieure à deux fois la charge permanente ou  $5000\text{N/m}^2$ ).
- Une des conditions 3, 4 ou 5 de la méthode forfaitaire n'est satisfaite.

Cette méthode initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaires des poteaux.

CAQUOT à établi sa méthode de calcul en se basant sur la théorie générale des poutres continues (notamment la méthode de CLAPEYRON désignée en RDM par l'équation des trois moments). Des simplifications et correction ont été introduites pour tenir compte de :

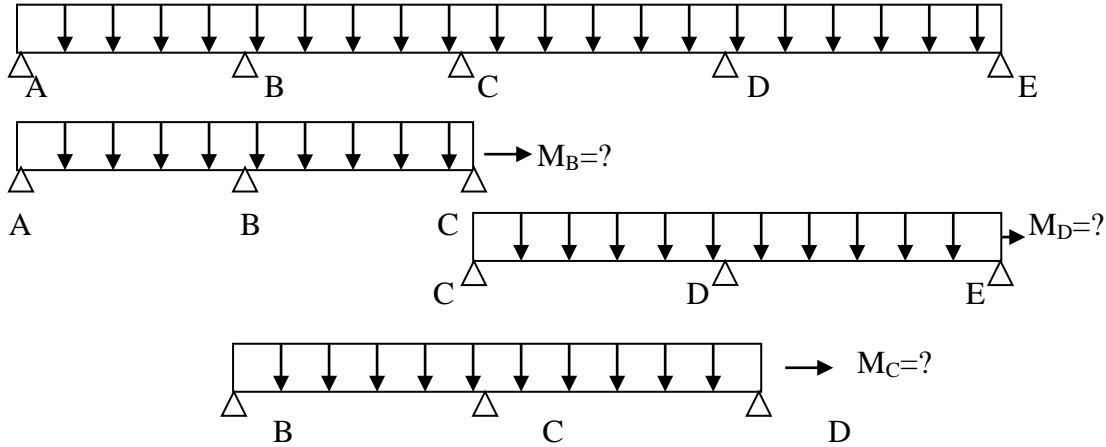
- 1) Section résistante (due à la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre).
- 2) Amortissement des effets de chargement des travées successives.

L'application de la théorie des trois moments fait qu'un chargement appliqué sur la première travée crée des sollicitations dans la dernière travée et des liaisons poutre /poteaux.

Il est reconnu expérimentalement que pour les constructions monolithiques en béton armé sur un appui déterminé, l'action des charges éloignées est pratiquement nulle. Une charge disposée en un point quelconque de la poutre provoque des sollicitations dans toutes ses sections, mais ces sollicitations deviennent d'autant plus faibles que le point d'application de la charge est éloigné de la section considérée.

**Remarque**

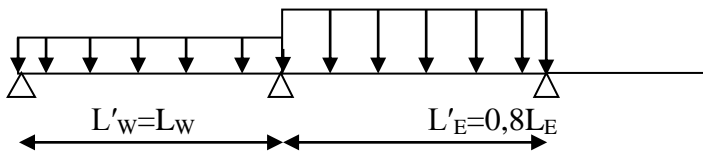
CAQUOT à établi sa méthode en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui ; ce qui réduit le problème à l'étude d'une série de poutres à deux travées.



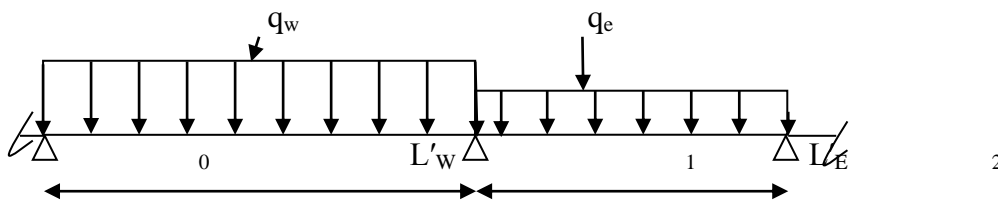
3) L'étude des poutres continues uniformément chargées montre que les moments des travées intermédiaires s'annulent aux points situés approximativement à 0,2 de chaque appui de la poutre.

Dans le cas où  $L_W$  (ou bien  $L_E$ ) est une travée intermédiaire on remplace  $L_W$  par  $0,8L_W$  (ou bien  $L_E$  par  $0,8L_E$ ).

Par contre, si  $L_W$  est une travée d'extrémité, reposant librement sur l'appui de rive la valeur de  $L_W$  restera inchangée, puisque dans ce cas le foyer se situe sur l'appui de rive et à  $0,8L$  de l'appui au droit duquel on recherche le moment de continuité.



4) Cas des charges uniformément réparties sur une poutre continue on considère les travées fictives détachées de part et d'autre de la poutre considérée



L'application de la formule des trois moments s'écrit pour la poutre à deux travées ci-dessus :  $M_0L'_W + 2M_1(L'_W + L'_E) + M_2L'_E = ((q_w * L'_W{}^3) / 4) - ((q_e * L'_E{}^3) / 4)$

Comme les appuis 0 et 2 sont des appuis simples donc  $M_0=0$  et  $M_2=0$ . Nous obtenons

$$M_1 = - (q_w * L'_W{}^3 + q_e * L'_E{}^3) / (8(L'_W + L'_E))$$

CAQUOT a remplacé le facteur 8 par le facteur 8,5 pour tenir compte de la variation de EI le long de la poutre (variation des inerties de section fissuré le long de la travée).

On a aussi la formule de CAQUOT :

$$M_1 = (q_w * L^3_w + q_e * L'^3_e) / (8,5 * (L'_w + L'_e))$$

### 5) Cas de charges concentrées

Soient deux travées fictives détachées de part et d'autre d'une poutre continue et soumise à l'action d'une charge concentrée  $L_E$  située à la distance  $a_e$  de l'appui central. la formule des trois moments s'écrit :

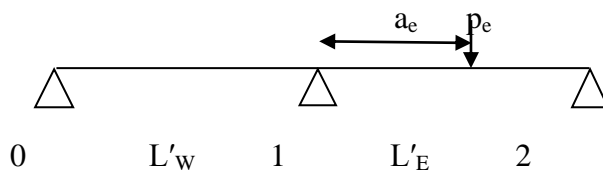
$$M_0 L'_w + 2M_1 (L'_w + L'_e) + M_2 L'_e = (P_E * a_e * (L'_e - a_e) * (2L'_e - a_e)) / L'_e$$

Si  $M_0 = M_2 = 0$ , on obtient :  $M_1 = (P_E * a_e * (L'_e - a_e) * (2L'_e - a_e)) / (2 * L'_e * (L'_w + L'_e))$

CAQUOT a remplacé cette formule par :  $M_1 = (k_e * (P_E * L'^2_e)) / (L'_w + L'_e)$

Avec  $k_e = (1 / (2,125)) * (a_e / L'_e) * 2 * (L'_e - a_e) / (L'_e)$

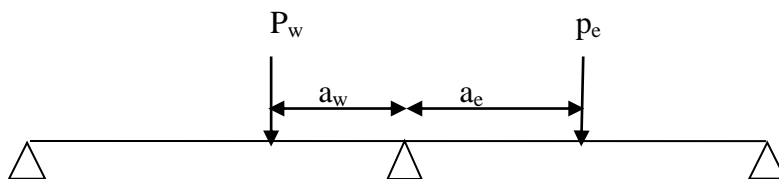
Le facteur 2 à été remplacé par le coefficient 2,125 avec  $2,125 = (2 * 8,5) / 8$  dans l'expression de  $k_e$  pour tenir compte de variation des inerties de section du béton fissuré le long de la travée



### Remarque

Une charge concentrée  $P_w$  sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  de l'appui et une charge concentrée  $P_e$  sur la travée de droite située à la distance  $a_e$  de l'appui produisent un moment donné en valeur absolue par :

$$\frac{(K_w * p_w * L'_w + K_e * p_e * L'_e)}{(L'_w + L'_e)}$$



$K_w$  et  $K_e$  étant des coefficients donnés pour chaque travée par :

$$K = (1 / 2,125) * (a / L') * (1 - a / L') * (2 - a / L')$$

La distance (**a**) relative à une charge p est toujours compte par rapport à l'appui étudié, et est toujours considérée positive.

Calcul des moments en travée et de l'effort tranchant :

Pour déterminer les moments en travée, on trace pour chaque travée supposé indépendant et on considérant la portée réelle (L et non L'). La courbe des moments relative à la charge permanente puis la courbe relative à la charge d'exploitation chacune de ces charges étant affectées du coefficient de majoration correspondant à l'état limite ultime.

✓ **L'expression du moment en travée**

Les moments en travée se calculent à partir des portées réelles de la poutre on utilisant la formule classique de la RDM.

$$M(x) = \frac{q \cdot L}{2} * x - \frac{q \cdot x^2}{2} + \frac{M_W - M_E}{L} * x - M_W$$

CAQUOT a simplifié la formule précédente pour obtenir la formule utilisée dans les calculs qui est la suivante :

$$M(x) = \frac{P_U * x}{2} (L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E * \frac{x}{L}$$

La position du moment maximum en travée est obtenue en recherchant l'abscisse ou la dérivée de M(x) s'annule  $\frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0$

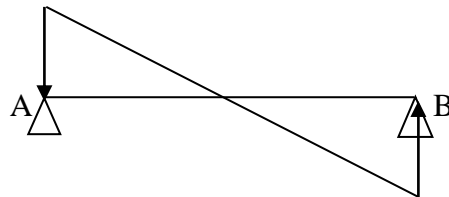
$$X_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{q \cdot L}$$

On obtient de même pour l'effort tranchant en travée

$$V(x) = V_0(x) + \frac{M_W - M_E}{L}$$

$$V(x) = q * \frac{L}{2} - (q * x) + \frac{M_W - M_E}{L}$$

Section d'effort tranchant nul ( $x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$ )



✓ **Effort tranchant aux appuis**

- **A l'appui A**

$$V_W = q * \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

- **A l'appui B**

$$V_E = -q * \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

✓ le diagramme de moment dans la poutre continue

Recherche des abscisses de moment nul :

$M_w$  et  $M_E$  :moments sur appui

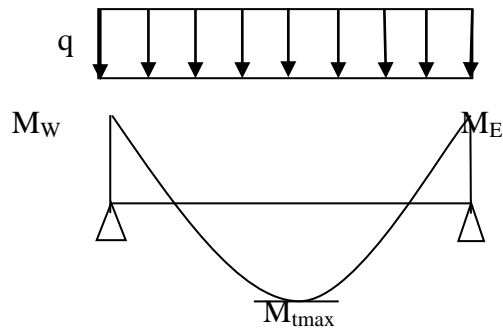
$X_{mt}$  abscisse relatif de  $M_{t \max}$

$X_1$  et  $X_2$  abscisses relatif de moment nul

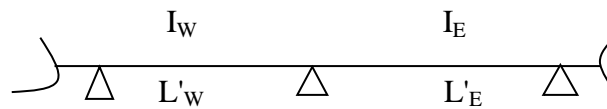
$$X_{tm} = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_E}{L}$$

$$M_{tm} = q \frac{x^2}{2} + M_w$$

$$X_1 = X_{tm} - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{q}}; X_2 = X_{tm} + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{q}}$$



✓ Poutres à moments d'inertie variable d'une travée à l'autre et non solidaires [5]

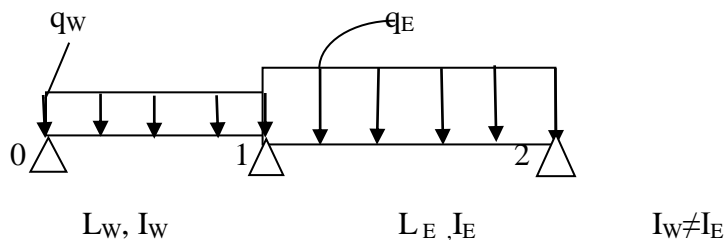


Appelons  $I_w$  le moment d'inertie de la travée de gauche.

Appelons  $I_E$  le moment d'inertie de la travée de droite.

Posons :  $\beta = (L'_E * I_w) / (L'_w * I_E)$

Charges uniformément réparties  $q_w$  sur la travée de gauche et  $q_E$  sur la travée de droite.

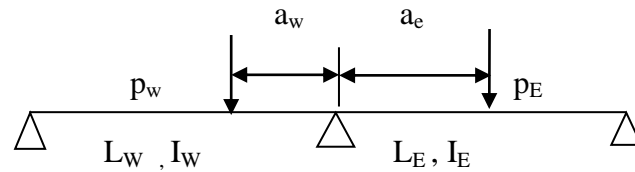


Un moment donné en valeur absolue :

$$M_1 = \frac{q_w * L_w'^2 + \beta * q_E * L_E'^2}{8,5 * (1 + \beta)}$$

Une charge concentrée  $p_w$  sur la travée de gauche située à la distance  $a_w$  de l'appui, et une charge concentrée  $p_E$  sur la travée de droite située à la distance  $a_e$  de l'appui, produisent sur l'appui un moment donné en valeur absolue.





$$M_1 = \frac{K_W * P_W * L'_W + K_E * p_E * L'_E}{1 + \beta}$$

### III.2.1.2. Calcul des sollicitations (moments et efforts tranchants) dans les poutrelles

Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

- A l'ELU :  $q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  ;  $p_U = 0,65 \times q_U$
- A l'ELS :  $q_S = G + Q$  ;  $p_S = 0,65 \times q_S$

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7,402	1,00	11,492	7,469	8,402	5,461
Etages d'habitation (RDC et étage courant)	6,092	1,50	10,474	6,808	7,592	4,934

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

#### III.2.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

##### a. Poutrelle type 2

##### a.1. Calcul des moments en appuis

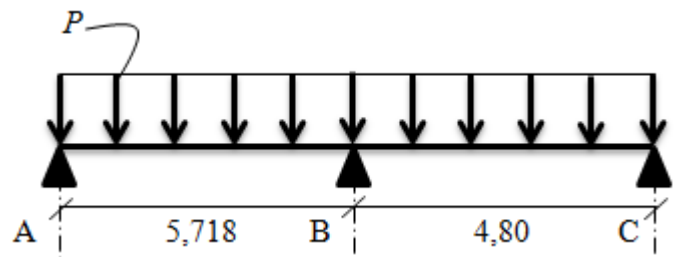
$$M_B = - \frac{P_W L'_W{}^3 + P_E L'_E{}^3}{8,5 * (L'_W + L'_E)}$$

- A l'ELU

$$M_A = M_C = 0 \quad (\text{Appuis de rive})$$

$$L'_W = L_W = 5,718 \text{ m} ; \quad L'_E = L_E = 4,80 \text{ m}$$

$$P_W = P_E = P_U = 7,469 \text{ KN/m}^2$$



$$M_B = -\frac{7,469(5,718^3 + 4,80^3)}{8,5(4,80 + 5,718)}$$

$$M_B = -24,857 \text{ KN.m}$$

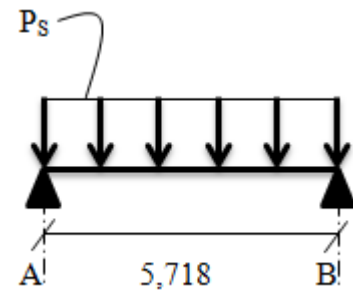
- A l'ELS

$$P_W = P_E = P_S = 5,461 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{5,461(4,80^3 + 5,718^3)}{8,5(4,80 + 5,718)}$$

$$M_B = -18,174 \text{ KN.m}$$



**a.2. Calcul des moments en travées**

$$M(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_0(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_W - M_E}{L \cdot P}\right)$$

- ✓ Travée (AB)

- A l'ELU

$$x_0 = \frac{5,718}{2} - \left(\frac{0 - (-24,857)}{5,718 \cdot 7,469}\right)$$

$$x_0 = 2,276 \text{ m}$$

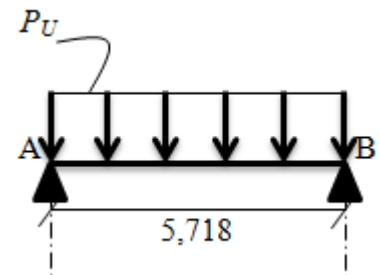
$$M_0(x) = \frac{7,469 \cdot 2,276}{2}(5,718 - 2,276) = 29,256 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{tAB}^{max} &= M(2,276) \\ &= \frac{7,469 \cdot 2,276}{2}(5,718 - 2,276) + 0 \\ &\quad + (-24,857) \frac{2,276}{5,718} \end{aligned}$$

$$M_{tAB}^{max} = 19,361 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$x_0 = \frac{5,718}{2} - \left(\frac{0 - (-18,174)}{5,718 \cdot 5,461}\right)$$



$$x_0 = 2,276 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,461 \cdot 2,276}{2} (5,718 - 2,276) = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{max} = M(2,276) = \frac{5,461 \cdot 2,276}{2} (5,718 - 2,276) + 0 + (-18,174) \frac{2,276}{5,718}$$

$$M_{tAB}^{max} = 14,156 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (BC)

• A l'ELU

$$x_0 = \frac{4,80}{2} - \left( \frac{(-24,857) - 0}{4,80 \cdot 7,469} \right)$$

$$x_0 = 3,093 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{7,469 \cdot 3,093}{2} (4,80 - 3,093) = 19,717 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{max} = M(3,093) = \frac{7,469 \cdot 3,093}{2} (4,80 - 3,093) + (-24,857) \left(1 - \frac{3,093}{4,80}\right) + 0$$

$$M_{tBC}^{max} = 10,877 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS

$$x_0 = \frac{4,80}{2} - \left( \frac{(-18,174) - 0}{4,80 \cdot 5,461} \right)$$

$$x_0 = 3,093 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,461 \cdot 3,093}{2} (4,80 - 3,093) = 14,416 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{max} = M(3,093) = \frac{5,461 \cdot 3,093}{2} (4,80 - 3,093) + (-18,174)$$

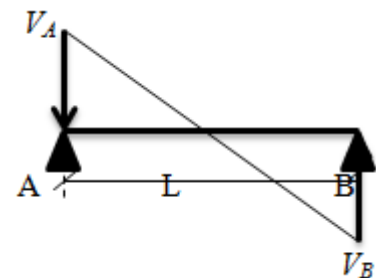
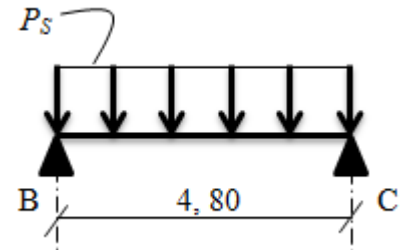
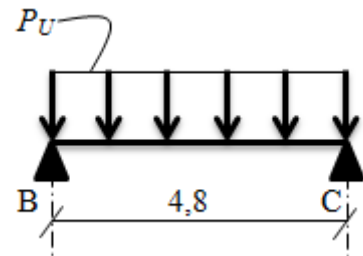
$$\times \left(1 - \frac{3,093}{4,80}\right) + 0$$

$$M_{tBC}^{max} = 7,953 \text{ KN.m}$$

### a.3. Evaluation de l'effort tranchant

$$V(x) = q \cdot \frac{L}{2} - (q \cdot x) + \frac{M_E - M_W}{L}$$

$$\text{Section d'effort tranchant nul } \left(x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}\right)$$



✓ Travée (AB)

• A l'ELU

$$V_A = q_U * \frac{L}{2} + \frac{M_E - M_W}{L}$$

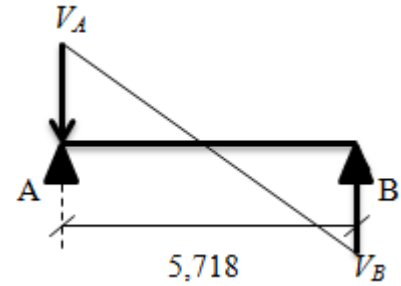
$$V_A = 7,469 * \frac{5,718}{2} + \frac{(-24,857) - 0}{5,718}$$

$$V_A = 17,006 \text{ KN.}$$

$$V_B = -q_U * \frac{L}{2} + \frac{M_E - M_W}{L}$$

$$V_B = -7,469 * \frac{5,718}{2} + \frac{(-24,857) - 0}{5,718}$$

$$V_B = -25,701 \text{ KN.}$$



• A l'ELS

Les mêmes formules sont adaptées que le calcul à l'ELU, sauf qu'on remplacera  $q_u$  par  $q_s$ , on aura donc les résultats suivants :

$$V_A = 12,434 \text{ KN.}$$

$$V_B = -18,791 \text{ KN.}$$

✓ Travée (BC) :

• A l'ELU

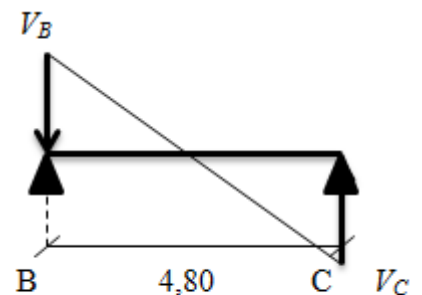
$$V_B = 23,104 \text{ KN.}$$

$$V_C = -12,747 \text{ KN.}$$

• A l'ELS

$$V_B = 16,892 \text{ KN.}$$

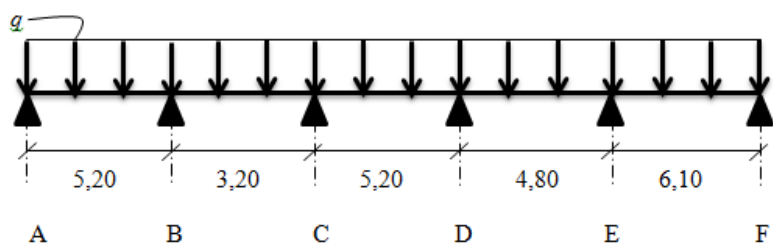
$$V_C = -9,320 \text{ KN.}$$



b. Poutrelle de type 1

b.1. Calcul des moments en appuis

$$M_{appui} = -\frac{P_W L_W^3 + P_E L_E^3}{8,5 * (L'_W + L'_E)}$$



**Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 5,20 \text{ m} ;$$

$$L'_{BC} = 0,8L_{BC} = 2,56 \text{ m} ;$$

$$L'_{CD} = 0,8L_{CD} = 4,16 \text{ m} ;$$

$$L'_{DE} = 0,8L_{DE} = 3,84 \text{ m} ;$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 6,10 \text{ m}.$$

Les mêmes procédure à suivre que pour le type de la poutrelle du type 3, les valeurs de calcul ainsi obtenues sont :

• **A l'ELU**

$$M_A = M_F = 0 ;$$

$$M_B = -17,821 \text{ KN.m} ;$$

$$M_C = -11,607 \text{ KN.m} ;$$

$$M_D = -14,126 \text{ KN.m} ;$$

$$M_E = -25 \text{ KN.m} .$$

• **A l'ELS**

$$M_A = M_F = 0 ;$$

$$M_B = -13,245 \text{ KN.m} ;$$

$$M_C = -8,626 \text{ KN.m} ;$$

$$M_D = -10,499 \text{ KN.m} ;$$

$$M_E = -18,632 \text{ KN.m}.$$

**b.2. Calcul des moments en travées**

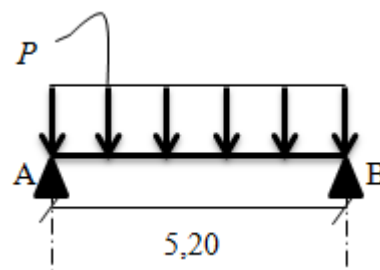
$$M(x) = \frac{P * x}{2} (L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E * \frac{x}{L}$$

**Travée (AB)**

• **A l'ELU**

$$x_0 = 2,141 \text{ m} ;$$

$$M_0(x) = \frac{7,469 * 2,141}{2} (5,20 - 2,141) = 24,458 \text{ KN.m}$$



$$M_{tAB}^{max} = 17,120 \text{ KN.m ;}$$

- A l'ELS

$$x_0 = 2,141 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 17,882 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{max} = 12,518 \text{ KN.m ;}$$

- ✓ Travée (BC)

- A l'ELU

$$x_0 = 1,859 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 9,309 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{max} = -4,901 \text{ KN.m ;}$$

- A l'ELS

$$x_0 = 1,860 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 6,806 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{max} = -3,583 \text{ KN.m ;}$$

- ✓ Travée (CD)

- A l'ELU

$$x_0 = 2,535 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 25,229 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{max} = 12,394 \text{ KN.m ;}$$

- A l'ELS

$$x_0 = 2,535 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 18,446 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{max} = 9,062 \text{ KN.m ;}$$

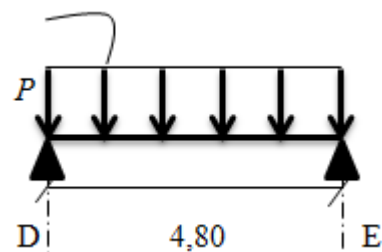
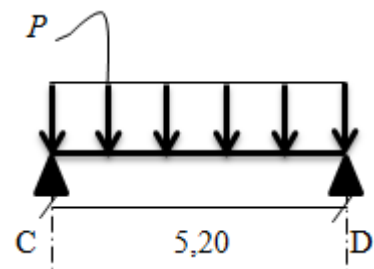
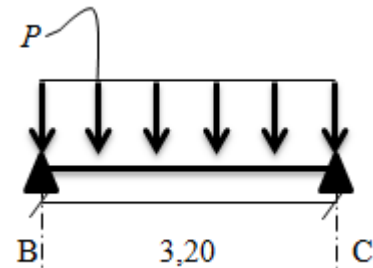
- ✓ Travée (DE)

- A l'ELU

$$x_0 = 2,095 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 21,163 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{max} = 2,275 \text{ KN.m ;}$$



- A l'ELS

$$x_0 = 2,094 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 15,473 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{max} = 1,653 \text{ KN.m ;}$$

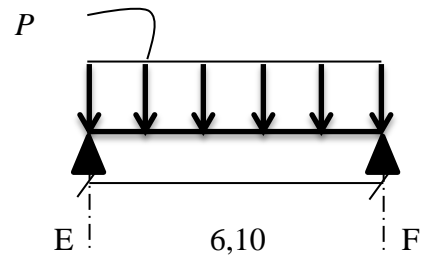
- ✓ Travée (EF)

- A l'ELU

$$x_0 = 3,599 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 33,614 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{max} = 23,364 \text{ KN.m ;}$$



- A l'ELS

$$x_0 = 3,60 \text{ m ;}$$

$$M_0(x) = 24,574 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF}^{max} = 17,02 \text{ KN.m ;}$$

### b.3. Evaluation de l'effort tranchant

$$V(x) = q * \frac{L}{2} - (q * x) + \frac{M_E - M_W}{L}$$

- ✓ Travée (AB)

- A l'ELU

$$V_A = 15,992 \text{ KN ;}$$

$$V_B = -22,846 \text{ KN ;}$$

- A l'ELS :

$$V_A = 11,692 \text{ KN ;}$$

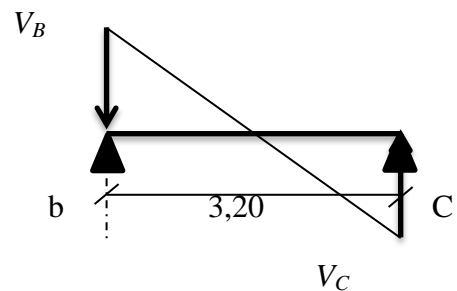
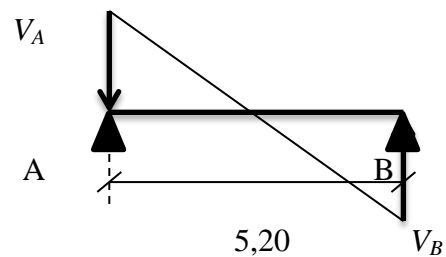
$$V_B = -16,704 \text{ KN ;}$$

- ✓ Travée (BC)

- A l'ELU

$$V_B = 13,789 \text{ KN ;}$$

$$V_C = -10,008 \text{ KN ;}$$



- A l'ELS

$$V_B = 10,159 \text{ KN} ;$$

$$V_C = -7,315 \text{ KN} ;$$

- ✓ Travée (CD)

- l'ELU

$$V_C = 18,934 \text{ KN} ;$$

$$V_D = -19,903 \text{ KN} ;$$

A l'ELS :

$$V_C = 13,843 \text{ KN} ;$$

$$V_D = -14,553 \text{ KN} ;$$

- ✓ Travée (DE)

- A l'ELU

$$V_D = 15,652 \text{ KN} ;$$

$$V_E = -20,198 \text{ KN} ;$$

- A l'ELS

$$V_D = 11,439 \text{ KN} ;$$

$$V_E = -14,773 \text{ KN} ;$$

- ✓ Travée (EF)

- A l'ELU

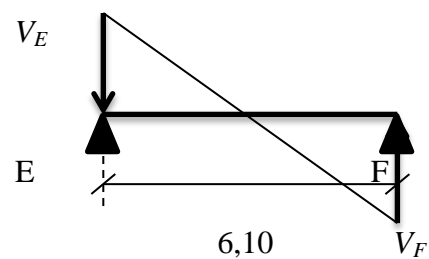
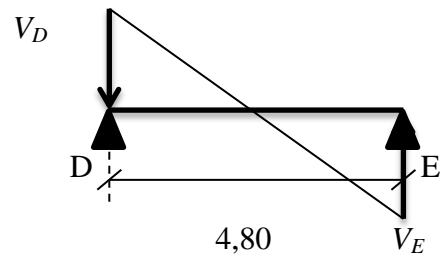
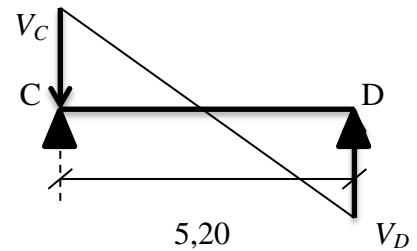
$$V_E = 26,885 \text{ KN} ;$$

$$V_F = -18,675 \text{ KN} ;$$

- A l'ELS

$$V_E = 19,660 \text{ KN} ;$$

$$V_F = -13,651 \text{ KN} ;$$



Le même cheminement a été suivi pour le calcul des poutrelles du plancher RDC et étage courant. Les tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de calcul à l'ELU et l'ELS pour les deux types de poutrelles de chaque plancher :



**Remarque**

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

**III.2.1.2.2. Plancher terrasse inaccessible**

• **A l'ELU**

type	travée	longueur L(m)	longueur L'(m)	$M_0$ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					$M_g$	$M_d$		$V_g$	$V_d$
02	A – B	5.718	5.718	29.256	-4.388	-24.857	19.361	17.006	-25.701
	B – C	4.80	4.80	19.717	-24.857	-2.957	10.877	23.104	-12.747
01	A – B	5.20	5.20	24.458	-3.668	-17.821	17.12	15.992	-22.846
	B – C	3.20	2.56	9.309	-17.821	-11.607	-4.901	13.789	-10.008
	C – D	5.20	4.16	25.229	-11.607	-14.126	12.394	18.934	-19.309
	D – E	4.80	3.84	21.163	-14.126	-25	2.275	15.652	-20.198
	E – F	6.10	6.10	33.614	-25	-5.042	23,364	26.885	-18.446

**Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.**

• **A l'ELS**

type	travée	longueur L(m)	longueur L'(m)	$M_0$ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					$M_g$	$M_d$	
02	A – B	5,718	5,718	25,307	-3,796	-18,174	14,156
	B – C	4,80	4,80	17,056	-18,174	-2,558	7,953
01	B – C	3,20	2,56	6,806	-13,245	-8,626	-3,583
	C – D	5,20	4,16	18,446	-8,626	-10,499	9,062
	D – E	4,80	3,84	15,473	-10,499	-18,632	1,653
	D – E	4,80	3,84	15,473	-10,499	-18,632	1,653
	E – F	6,10	6,10	29,074	-18,632	-3,686	17,02

**Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.**

### III.2.1.2.3. Plancher RDC et étage courant

- A l'ELU

type	travée	longueur L(m)	longueur L'(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
02	A – B	5,718	5,718	26,666	-3,999	-22,657	17,648	15,501	-23,426
	B – C	4,80	4,80	17,972	-22,657	-2,695	9,914	21,059	-11,618
01	A – B	5,20	5,20	22,293	-3,328	-16,244	15,605	14,576	-20,824
	B – C	3,20	2,56	8,485	-16,244	-10,580	-4,467	12,662	-9,122
	C – D	5,20	4,16	22,990	-10,580	-12,876	11,297	17,259	-18,142
	D – E	4,80	3,84	19,288	-12,876	-22,852	2,060	14,260	-18,417
	E – F	6,10	6,10	30,636	-22,852	-4,594	21,270	24,510	-17,018

**Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher RDC et étage courant.**

- A l'ELS

type	travée	longueur L(m)	longueur L'(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	
02	A – B	5,718	5,718	19,346	-2,904	-16,241	12,862
	B – C	4,80	4,80	13,052	-16,241	-1,957	7,249
01	A – B	5,20	5,20	16,157	-2,423	-11,772	11,310
	B – C	3,20	2,56	6,150	-11,772	-7,667	-3,237
	C – D	5,20	4,16	16,666	-7,667	-9,332	8,187
	D – E	4,80	3,84	13,978	-9,332	-16,561	1,493
	E – F	6,10	6,10	22,203	-16,561	-3,330	15,415

**Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher RDC et étage courant.**

#### B. Les sollicitations maximales aux états limite

Le ferrailage des poutrelles se fait de manière à résister aux sollicitations statiques extrêmes. Ces dernières (sollicitations max) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
RDC et étage courant	01	-4,574	-22,852	21,27	24,51	-3,33	-16,561	15,415
	02	-3,999	-22,657	17,648	23,426	-2,904	-16,241	12,864
Terrasse inaccessible	01	-5,042	-25	23,349	26,885	-3,686	-18,632	17,12
	02	-4,388	-24,857	19,361	25,701	-3,796	-18,174	14,156

**Tableau III.8 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.**

### III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 02 du terrasse inaccessible. On utilise les sollicitations maximales pour la détermination du ferrailage.

#### III.2.1.3.1. Le plancher terrasse inaccessible

##### a. Type 01

##### ✓ Sollicitations maximales

##### • A l'ELU

$$M_{Travée}^{max} = 23,349 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -5,042 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -25 \text{ KN.m ;}$$

$$V^{max} = 26,885 \text{ KN.}$$

##### • A l'ELS

$$M_{Travée}^{max} = 17,12 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\text{ rive}}^{\max} = -3,686 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{a\text{ inter}}^{\max} = -18,632 \text{ KN.m} .$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}$$

$$h_0 = 6\text{cm}$$

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

$$h_t = 26\text{cm}$$

$$b_0 = 14\text{cm}$$

$$d = 24\text{cm}$$

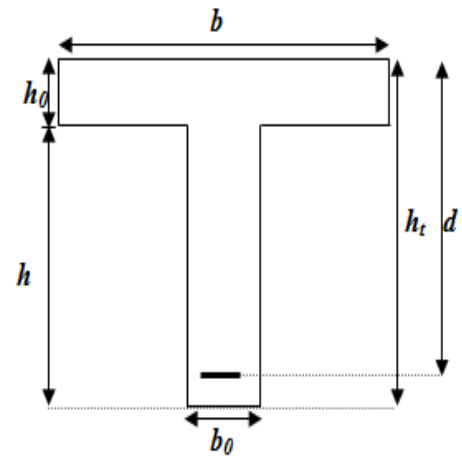


Figure III.1 : Coupe verticale sur une poutrelle.

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

#### a. Calcul à l'ELU

Les armatures longitudinales :

##### ✓ En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,06 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,24 - \frac{0,06}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 116,298 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 23,349 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23,349 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,24^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4\alpha_l) ;$$

$$\alpha_l = \frac{Y_l}{d} = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} \quad ; \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} ;$$

$$\Rightarrow \mu_l = 0,392 .$$

$$\mu_{bu} = 0,0439 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,056 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,24(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,234 \text{ m} ;$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{23,349 \times 10^{-3}}{0,234 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA12 + HA10 = 3,04 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,24 \times 2,1}{400} = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée .}$$

✓ **En appuis**

### 1. Appui de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t) = (0,14 \times 0,26) \text{ m}^2$ .

$$M_{rive}^{a \max} = -5,042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,042 \times 10^{-3}}{0,14 \times 0,24^2 \times 14,2} = 0,0441$$

$$\mu_{bu} = 0,0441 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0441}}{0,8} = 0,056$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,24(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,234 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{5,042 \times 10^{-3}}{0,234 \times 348} = 0,617 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA10 = 0,79\text{cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,14 \times 0,24 \times 2,1}{400} = 0,405\text{cm}^2$$

$$A_s = 0,79\text{cm}^2 > A_{Min} = 0,405\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

**2. Appui intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -25\text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t) = (0,14 \times 0,26)\text{m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25 \times 10^{-3}}{0,14 \times 0,24^2 \times 14,2} = 0,218 ;$$

$$\mu_{bu} = 0,218 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A » } \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} ;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,218}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,311 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,24(1 - 0,4 \times 0,311) = 0,21\text{ m} ;$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{25 \times 10^{-3}}{0,21 \times 348} = 3,42\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA12 + 1HA14 = 3,80\text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,14 \times 0,24 \times 2,1}{400} = 0,405\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,80\text{cm}^2 > A_{Min} = 0,33\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Cisaillement**

$$V^{\max} = 28,51 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{26,885 \times 10^{-3}}{0,14 \times 0,24} = 0,80 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  C'est vérifié  $\Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Le choix des armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left( \frac{h_t}{35} ; \phi_{long} ; \frac{b_0}{10} \right) = 7,428 \text{ mm} ;$$

Soit des étriers de :  $\Phi 8$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espace**

$$St \leq \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 21,6\text{cm} \dots\dots (1) \quad (\text{Article A.5.1.2.2}) [3]$$

$$St \leq A_t \frac{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} \dots\dots\dots (2) \quad (\text{Article A.5.1.2.3}) [3]$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$  (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 1 \times \frac{0,8 \times 400}{14 \times (0,8 - 0,3 \times 2,1)} = 134,453 \text{ cm};$$

$$St \leq 134,453 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,14} = 0,714\text{m} = 72\text{cm} ;$$

$$S_t \leq \min(21,6 ; 134,453 ; 72) \text{ cm} ;$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
01	Travée	0,044	0,056	0,234	2,861	2HA12+1HA10=3,04	1,883	1	Etrier HA8 ( $S_t = 20cm$ )
	App rive	0,044	0,056	0,234	0,617	1HA10=0,79	0,405		
	App int	0,218	0,312	0,21	3,422	2HA12+1HA14=3,80	0,405		
02	Travée	0,036	0,046	0,235	2,363	3HA10=2,37	1,883		
	App rive	0,038	0,049	0,235	0,536	1HA10=0,79	0,405		
	App int	0,215	0,307	0,21	3,368	3HA12=3,39	0,405		

**Tableau III.9 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.**

### III.2.1.3.2. Le plancher RDC et étage courant

#### a. Calcul à l'ELU

##### 1. Les sollicitations maximales

$$M_{Travée}^{max} = 21,27 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -4,574 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -22,852 \text{ KN.m ;}$$

$$V^{max} = 24,51 \text{ KN.}$$

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
01	Travée	0,04	0,051	0,235	2,601	2HA12+1HA10=3,04	1,883	1	Etrier HA8 ( $S_t = 20cm$ )
	App rive	0,04	0,051	0,235	0,559	1HA10=0,79	0,405		
	App int	0,218	0,311	0,21	3,42	2HA12+1HA14=3,80	0,405		
02	Travée	0,0365	0,0465	0,235	2,363	3HA10=2,37	1,883		
	App rive	0,0384	0,049	0,235	0,536	1HA10=0,79	0,405		
	App int	0,2	0,281	0,212	3,085	3HA12=3,39	0,405		

**Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles plancher RDC et étage courant.**



## 2. Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )

### • Appui intermédiaire

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 26,885 + \frac{-25}{0,9 \times 0,24} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^3} = -2,554 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-); donc à ce niveau  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (ça n'a pas d'influence sur les  $A_l$ ).

### • Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{26,885 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,772 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0,79 \text{ cm}^2 \geq 0,772 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

## 3. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} = \frac{25,5 \times 26,885 \times 10^{-3}}{0,9 \times 24 \times 65 \times 6 \times 10^{-6}} = 0,813 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

## b. Vérification des poutrelles à l'ELS

### 1. Les sollicitations max

$$M_{Travée}^{max} = 15,415 \text{ KN.m};$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -3,33 \text{ KN.m};$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -16,561 \text{ KN.m}.$$

### 2. Exemple de calcul (terrasse inaccessible : type01)

Il y a lieu de vérifier :

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

#### b1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

**b2. Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28}$

✓ **En travée**

$$M_t^{\max} = 17,12 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,06^2}{2} - 15 \times 3,04 \times 10^{-4} \times (0,24 - 0,06) = 3,49 \times 10^{-4}$$

$$H = 3,49 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table de compression ;}$$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) ;

- **Calcul de Y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(A \cdot d + A' d') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times (3,04 + 0)y - 15 \times (3,04 \times 24 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 5,14 \text{ cm.}$$

- **Calcul de I**

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

$$I = \frac{65 \times 5,14^3}{3} + 0 + 15 \times 3,04 \times (24 - 5,14)^2 ;$$

$$I = 19162,164 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{17,12 \times 5,14 \times 10^{-5}}{19162,164 \times 10^{-8}} = 4,592 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifiée.

✓ **En appuis**

- 1. Appuis intermédiaires**

$$M_{intser}^{a \max} = -18,632 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,06^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,24 - 0,06) ;$$

$$H = 2,54 \times 10^{-4}.$$

$H > 0$  l'axe neutre passe par la table de compression ;

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

• **Calcul de  $y$**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(A, d + A'd') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15 \times (3,39 + 0)y - 15 \times (3,39 \times 24 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 5,397 \text{ cm.}$$

• **Calcul de  $I$**

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

$$I = \frac{65 \times 5,397^3}{3} + 0 + 15 \times 3,39 \times (24 - 5,397)^2 ;$$

$$I = 21003,778 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^{a \max} \times y}{I} = \frac{18,632 \times 5,397 \times 10^{-5}}{21003,778 \times 10^{-8}} = 4,787 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**2. Appuis de rive**

$$M_{riveser}^{a \max} = -3,686 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,06^2}{2} - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} \times (0,24 - 0,06) = 9,567 \times 10^{-4}$$

$H > 0$  ⇒ alors l'axe neutre passe par la table de compression ;

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

• Calcul de  $y$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(A.d + A'd') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15 \times (0,79 + 0)y - 15 \times (0,79 \times 24 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 2,781 \text{ cm.}$$

• Calcul de  $I$

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

$$I = \frac{65 \times 2,781^3}{3} + 0 + 15 \times 0,79 \times (24 - 2,781)^2 ;$$

$$I = 5801,424 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{4,90 \times 2,781 \times 10^{-5}}{5801,424 \times 10^{-8}} = 1,76 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les deux types de planchers (terrasse inaccessible ; RDC et étage courant) sont récapitulés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau III. 11 : Vérification des contraintes à l'ELS (plancher terrasse).**

Type	Elément	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Type 01	Travée	17,12	5,14	19162,164	4,592	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-18,632	5,397	21003,778	4,787	15	Vérifiée
	Appui de rive	-3,686	2,781	5801,424	1,76	15	Vérifiée
Type 02	Travée	14,156	4,607	15488,533	4,21	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-18,174	5,397	21003,778	4,669	15	Vérifiée
	Appui de rive	-3,796	2,781	5801,424	1,819	15	Vérifiée

**Tableau III.12 : Vérification des contraintes à l'ELS (planchers RDC et étage courant).**

	Elément	$M_{ser}(KN.m)$	$y (cm)$	$I \times 10^{-4}$ ( $m^4$ )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Type 01	Travée	15,415	5,14	19162,164	4,134	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-16,561	5,670	23100,859	4,064	15	Vérifiée
	Appui de rive	-3,33	2,781	5801,424	1,596	15	Vérifiée
Type 02	Travée	12,864	4,607	15488,533	3,826	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-16,241	5,397	21003,778	4,173	15	Vérifiée
	Appui de rive	-2,904	2,781	5801,424	1,589	15	Vérifiée

**b3. Etat limite de déformation** ..... (Article B.6.5.1) [1]

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche** ..... (Article L.6.2) [1]

Le calcul sera mené pour le plancher terrasse inaccessible (travée type 01), car c'est le plus sollicité.

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

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

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

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{26}{610} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle.

$l$  : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment réel en travée

$M_0$  : Moment isostatique

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{j.ser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{j.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,892 = 3,829 \text{ KN / m}$$

$q_{g.ser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{g.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 7,54 = 4,901 \text{ KN / m}$$

$q_{p.ser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\Rightarrow q_{p.ser} = 0,65 \times (7,54 + 1) = 5,551 \text{ KN / m}$$

$$M_{j.ser} = 0,75 \times \frac{q_{j.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{j.ser} = 0,75 \times \frac{3,429 \times 6,10^2}{8} = 13,357 \text{ KN.m}$$

$$M_{g.ser} = 0,75 \times \frac{q_{g.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{g.ser} = 0,75 \times \frac{4,901 \times 6,10^2}{8} = 17,096 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.ser} = 0,75 \times \frac{q_{p.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{p.ser} = 0,75 \times \frac{5,551 \times 6,10^2}{8} = 19,364 \text{ KN.m}$$

• **Propriétés de la section**

✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = 5,14 \text{ cm.}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$B_0 = (b \times h_t) + 15A = (65 \times 26) + (15 \times 3,04) = 1737,60 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{b \times h_t^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{1737,60} \left( \frac{65 \times 26^2}{2} + 15 \times 3,04 \times 24 \right) = 13,289 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 26 - 13,289 = 12,711 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = \frac{65}{3} (13,289^3 + 12,711^3) + 15 \times 3,04 (24 - 13,289)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 100575,966 \text{ cm}^4.$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)

✓ **Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,04}{14 \times 24} = 0,009 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section utile de la nervure.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,14}{0,65}) \times 0,009} = 4,565 ;$$

$$\lambda_v = 0,4 \times 4,565 = 1,826.$$

✓ **Contraintes**

( $\sigma_s$ ) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{s,j} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{13,357 \times 10^{-3}}{3,04 \times \left( 24 - \frac{5,14}{2} \right) \times 10^{-6}} = 205,027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{17,096 \times 10^{-3}}{3,04 \times (24 - \frac{5,14}{2}) \times 10^{-6}} = 262,45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{19,364 \times 10^{-3}}{3,04 \times (24 - \frac{5,14}{2}) \times 10^{-6}} = 297,267 \text{ Mpa.}$$

✓ **Calcul de  $\mu$**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 205,027 + 2,1} = 0,612 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 262,45 + 2,1} = 0,681 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 297,267 + 2,1} = 0,712 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

✓ **Moment d'inertie fictive ( $I_f$ )**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 100575,966}{1 + 4,565 \times 0,612} = 29161,828 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 100575,966}{1 + 4,565 \times 0,681} = 26926,232 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 100575,966}{1 + 4,565 \times 0,712} = 26029,711 \text{ cm}^4.$$



$$If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 100575,966}{1 + 1,826 \times 0,681} = 49212,799 \text{ cm}^4.$$

✓ **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{13,357 \times 10^{-3} \times 6 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 29161,828 \times 10^{-8}} = 0,00529 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{17,096 \times 10^{-3} \times 6 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 26926,232 \times 10^{-8}} = 0,00734 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{19,364 \times 10^{-3} \times 6 \cdot 10^2}{10 \times 32164,2 \times 26029,711 \times 10^{-8}} = 0,0086 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{17,096 \times 10^{-3} \times 6 \cdot 10^2}{10 \times 10721,40 \times 49212,799 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,012 - 0,00529 + 0,0086 - 0,00734 = 0,00797 \text{ m} = 0,797 \text{ cm}$$

✓ **La flèche admissible**

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$  Pour une portée  $\leq 5$  m.
- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \rightarrow$  Pour une portée  $> 5$  m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m.

$$\text{D'où : } f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{610}{1000} + 0,5 = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,797 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,1 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Les résultats représentatifs des vérifications à l'état limite de déformation sont mentionnés dans le tableau III.13.

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Etage		Plancher Terrasse	Rez-De-Chaussée et étage courant
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	3,829	2,399
	$q_{gser}$ (KN/m)	4,901	3,959
	$q_{pser}$ (KN/m)	5,551	4,934
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	13,357	8,368
	$M_{gser}$ (KN.m)	17,096	13,810
	$M_{pser}$ (KN.m)	19,364	17,214
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )		100575,966	100575,966
$\rho$		0,009	0,009
$\lambda_i$		4,565	4,565
$\lambda_v$		1,826	1,826
$\sigma_{sj}$ (MPa)		205,027	128,447
$\sigma_{sg}$ (MPa)		262,45	212,004
$\sigma_{sp}$ (MPa)		297,267	264,261
$\mu_j$		0,612	0,453
$\mu_g$		0,681	0,622
$\mu_p$		0,712	0,683
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )		29161,828	36061,129
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )		26926,232	28815,10
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )		26029,711	26866,533
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )		49212,799	51800,268
$f_{ji}$ (m)		0,00734	0,00268
$f_{gi}$ (m)		0,00734	0,00554
$f_{pi}$ (m)		0,0086	0,00741
$f_{gv}$ (m)		0,012	0,00308
$\Delta f$ (cm)		0,797	0,227
$f_{adm}$ (cm)		1,11	1,11
$\Delta f \leq f_{adm}$		vérifiée	Vérifiée

### III.2.1.5. Le schéma de ferrailage

Les schémas de ferrailage des différentes poutrelles (RDC, étage courant, et terrasse inaccessible) sont représentés dans le tableau III. 14 :

Type	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Planchers terrasse inaccessible, RDC et étage courant			

Tableau III.14 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.2.1.4. Ferrailage de la dalle de compression

- Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles à la nervure

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

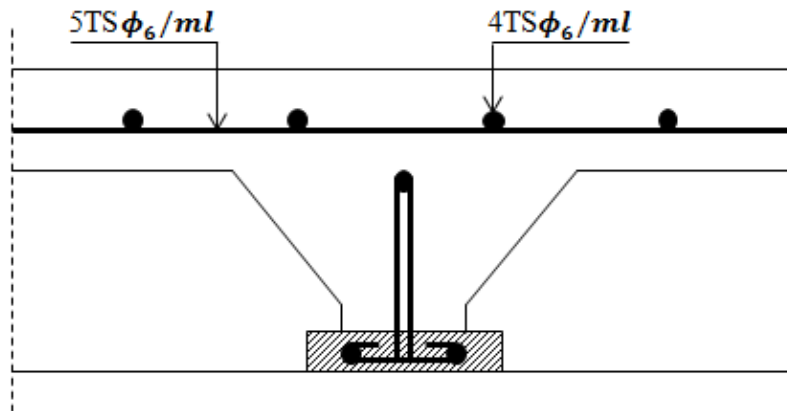


Figure III. 3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2.2. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui).

Le panneau le plus susceptible à la ruine est celui qui a les plus étendues dimensions.

#### III.2.2.1. Dalle sur 04 appuis (type 01)

Le rapport des deux dimensions de la plaque ( $\frac{l_x}{l_y}$ ), appelé aussi  $\rho$ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

$$l_x = 5,10 \text{ m ;}$$

$$l_y = 6,90 \text{ m ;}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,74 ;$$

$\Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

#### a. Calcul des sollicitations

$$G = 5,40 \text{ KN / m}^2$$

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

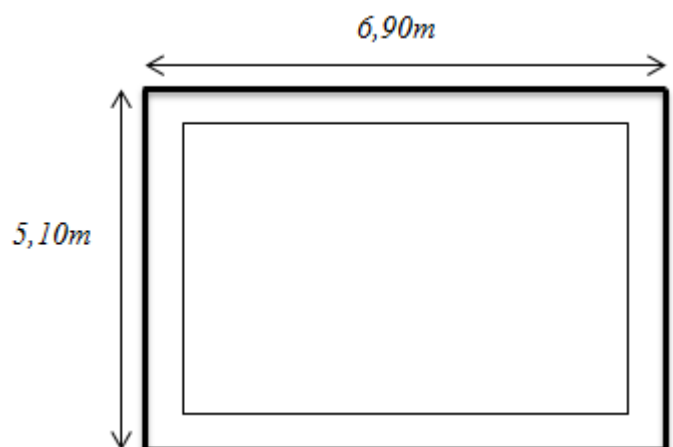


Figure III. 4 : Dalle sur 4 appuis (type 01).

On aura donc :

- **A PELU**

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 11,04 \text{ KN} / \text{m}^2;$$

- **A PELS :**

$$P_S = G + Q = 7,90 \text{ KN} / \text{m}^2;$$

❖ **Calcul des moments**

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \quad (\text{Annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0633 \times 11,04 \times (5,10)^2 = 18,176 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,4938 \times 18,176 = 8,975 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 18,176 = 13,632 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 8,975 = 6,731 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

❖ **En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 18,176 = -9,274 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**b. Ferrailages**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :  $b = 100\text{cm}$  ,  $e = 14\text{cm}$  ,  $d = 12\text{cm}$  ,  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  et  $f_e = 400\text{Mpa}$

Le diamètre des barres utilisées doit-être:

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm} ;$$

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left( \frac{1,4}{2} + 2 \right) = 11,30 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left( \frac{1,4}{2} + 1,4 + 2 \right) = 9,90 \text{ cm}$$

• Selon  $L_x$

❖ En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{13,632 \times 10^{-3}}{1 \times (0,113)^2 \times 14,2} = 0,0751 \\ \mu_{bu} = 0,0751 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0751}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0978 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{13,632 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0399) \times 0,113} = 3,522 \text{ cm}^2 \end{array} \right. ,$$

Soit  $A_x^t = 5HA10 = 3,95 \text{ cm}^2$

❖ En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{9,274 \times 10^{-3}}{1 \times (0,113)^2 \times 14,2} = 0,0511 \\ \alpha = 0,0656 \\ \Rightarrow A_x^a = 2,42 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit :  $A_x^a = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$e = 14 \text{ cm}$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour  $f_e E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,74) \times 1 \times 0,14}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On a :  $\begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$

• Selon  $L_y$

❖ En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,048 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,061 \\ \Rightarrow A_y^t \geq 2,002 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit  $A_y^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,066 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,086 \\ \Rightarrow A_y^a = 2,787 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $A_y^a = 4HA10 = 3,16 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

$e = 14 \text{ cm}$

$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$

avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour  $f_e E400$

$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3,16 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_y = 20 \text{ cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_x = 25 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11,04 * 6,90}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 27,801 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,801 \times 10^{-3}}{1 \times 0,099} = 0,28 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis :**

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10,725	3,522	5HA10=3,95 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-7,15	2,42	5HA8=2,51 cm <sup>2</sup>
Sens y-y	En travée	6,773	2,002	4HA8=2,01 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-7,15	2,787	4HA10=3,16 cm <sup>2</sup>

c. Vérification à l'ELS  $\nu = 0,2$   $\rho = 0,74$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0696 \times 7,90 \times 5,10^2 = 14,301 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,6315 \times 14,301 = 9,031 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_{x\text{ ser}}^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 14,301 = 10,725 \text{ KN.m} \\ M_{y\text{ ser}}^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 9,031 = 6,773 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appuis**

$$M_{a\text{ ser}}^x = M_{a\text{ ser}}^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 14,301 = -7,15 \text{ KN.m}$$

**1. Etat limite d'ouverture des fissures..... (Art B-6-3) [1]**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

**2. Etat limite de compression du béton**

❖ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$



$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa};$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis :**

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
En travée	x-x	10,725	3,95	9,17	25734,747	3,82	15	Vérifiée
	y-y	-7,15	2,51	8,852	23160,262	2,588	15	Vérifiée
En appui	x-x	6,773	2,01	8,644	21566,826	2,865	15	Vérifiée
	y-y	-7,15	3,16	9,38	24603,91	2,625	15	Vérifiée

### 3. Etat limite de déformation

#### ❖ Vérification de la flèche

- Sens xx

$$\frac{h}{L_x} = \frac{14}{510} = 0,027 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{14}{510} = 0,027 \leq \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} = \frac{10,725}{10 \times 14,301} = 0,0699 \dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d_x} = \frac{3,95}{100 \times 11,5} = 0,00343 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.**

Sens		(x-x)	(y-y)
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	3,90	3,90
	$q_{gser}$ (KN/m)	5,90	5,90
	$q_{pser}$ (KN/m)	8,40	8,40
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	9,509	17,407
	$M_{gser}$ (KN.m)	14,386	26,334
	$M_{pser}$ (KN.m)	20,481	37,492
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )		24017,763	23358,024
$\rho$		0,0034	0,00181
$\lambda_i$		6,176	11,666
$\lambda_v$		2,470	4,66
$\sigma_{sj}$ (MPa)		348,133	1298,061
$\sigma_{sg}$ (MPa)		526,684	1963,758
$\sigma_{sp}$ (MPa)		750,256	2795,824
$\mu_j$		0,462	0,680
$\mu_g$		0,603	0,774
$\mu_p$		0,701	0,835
$If_{ij}$ (cm <sup>4</sup> )		6856,319	2876,320
$If_{ig}$ (cm <sup>4</sup> )		5592,468	2561,829
$If_{ip}$ (cm <sup>4</sup> )		4957,341	2392,101
$If_{vg}$ (cm <sup>4</sup> )		10612,771	5577,321
$f_{ji}$ (m)		0,0112	0,0895

$f_{gi}$ (m)	0,0208	0,152
$f_{pi}$ (m)	0,0334	0,231
$f_{gv}$ (m)	0,0326	0,209
$\Delta f$ (cm)	0,0342	0,20
$f_{adm}$ (cm)	1,01	1,19
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

d. Le schéma de ferrailage

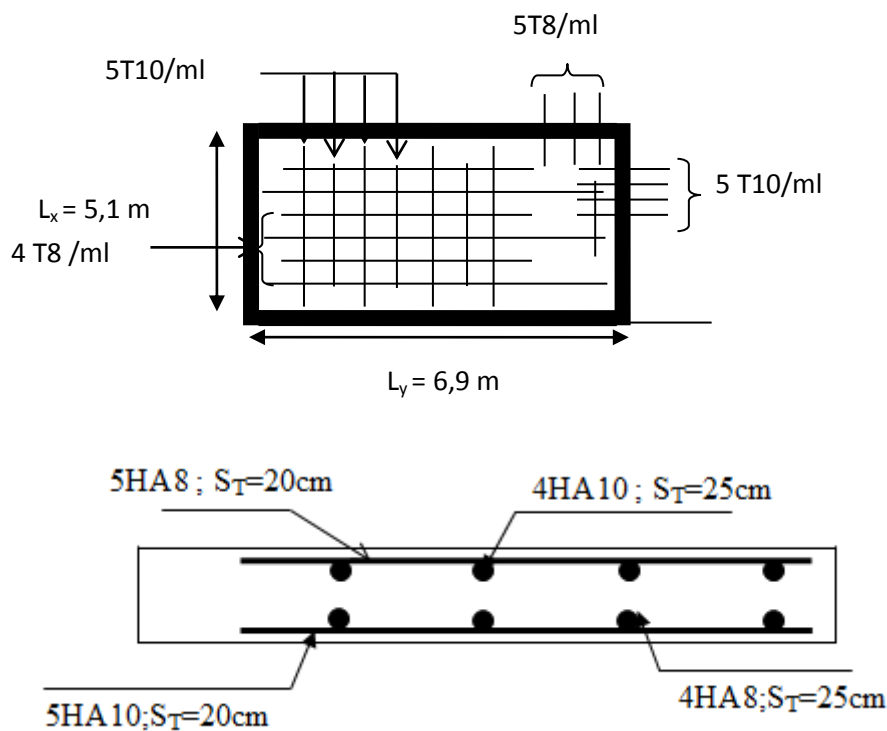


Figure III. 5 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (type 01).

III.2.2.2. Dalle sur 04 appuis (type 02)

$$l_x = 5,70\text{ m} ;$$

$$l_y = 6,40\text{ m} ;$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

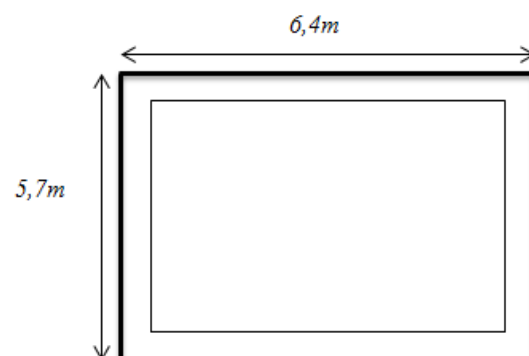


Figure III. 6 : Dalle sur 4 appuis (type 02).

**a. Calcul des sollicitations**

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

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

On aura donc :

**a1. A l'ELU**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,04 \text{ KN/m}^2;$$

**❖ Calcul des moments**

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases} \quad (\text{Annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 16,714 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 12,761 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**✓ En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 14,207 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 10,846 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**❖ En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 \times M_{ox}$$

$$M_x^a = M_y^a = -5,0142 \text{ KN.m}$$

**➤ Ferrailages**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $h = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Le diamètre des barres utilisées doit-être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm} ;$$

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left( \frac{1,4}{2} + 2 \right) = 11,3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left( \frac{1,4}{2} + 1,4 + 2 \right) = 9,9 \text{ cm}$$

- Selon  $L_x$

- ❖ En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{14,207 \times 10^{-3}}{1 \times (0,113)^2 \times 14,2} = 0,0783 \\ \mu_{bu} = 0,0783 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0783}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,102 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = 3,76 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit  $A_x^t = 5HA10 = 3,95 \text{ cm}^2$

- ❖ En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,0276 \\ \alpha = 0,0350 \\ \Rightarrow A_x^a = 1,29 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit :  $A_x^a = 4HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

- ❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour  $f_e E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,89) \times 1 \times 0,14}{2} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

- Selon  $L_y$

- ❖ En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,0779 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,101 \\ \Rightarrow A'_y \geq 3,95\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $A'_y = 5\text{HA}10 = 3,95\text{cm}^2$

❖ **En appuis**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,036 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,045 \\ \Rightarrow A_y^a = 1,48\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $A_y^a = 3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

$e = 14\text{cm}$

$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$

avec :  $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$  pour  $f_e E400$

$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1,12\text{cm}^2$

$$\begin{cases} A'_y = 3,95\text{cm}^2 > 1,12\text{cm}^2 \\ A_y^a = 1,51\text{cm}^2 > 1,12\text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures**

Sens x-x :  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 20\text{cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 30\text{cm}$ .

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11,04 * 6,4}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,89}{2}} = 24,448\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,448 \times 10^{-3}}{1 \times 0,113} = 0,216\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,223\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.18 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis**

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	14,207	3,76	5HA10=3,95 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-5,0142	1,29	3HA8=1,51 cm <sup>2</sup>
Sens y-y	En travée	10,846	3,28	5HA10=3,95 cm <sup>2</sup>
	En appuis	-5,0142	1,482	3HA8=1,51 cm <sup>2</sup>

**a2. Vérification à l'ELS**

$$P_s = G + Q = 7,9 \text{KN} / \text{m}^2;$$

$$\nu = 0,2 ; \rho = 0,89$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 13,783 \text{KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 11,520 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_{x \text{ ser}}^t = 0,85 \times M_{ox} = 11,715 \text{KN.m} \\ M_{y \text{ ser}}^t = 0,85 \times M_{oy} = 9,792 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appuis**

$$M_{a \text{ ser}}^x = M_{a \text{ ser}}^y = -0,3 M_x = -4,135 \text{ KN.m}$$

**1. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

**2. Etat limite de compression du béton**

❖ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa};$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.**

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
En travée	x-x	11,715	3,95	4,14	8,5171× 10 <sup>-5</sup>	5,679	15	Vérifiée
	y-y	9,792	3,95	3,107	4,956× 10 <sup>-5</sup>	6,11	15	Vérifiée
En appui	x-x	-4,135	1,51	3,434	5,9904× 10 <sup>-5</sup>	2,362	15	Vérifiée
	y-y	-4,135	1,51	3,10	4,950× 10 <sup>-5</sup>	2,150	15	Vérifiée

### 3. Etat limite de déformation

#### ❖ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- Sens xx

$$\frac{h}{L_x} = \frac{14}{570} = 0,024 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

La 1 première condition n'est pas vérifiée, alors il faut vérifier la flèche.



La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.**

Sens		(x-x)	(y-y)
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	3,90	3,90
	$q_{gser}$ (KN/m)	5,40	5,40
	$q_{pser}$ (KN/m)	7,90	7,9
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	5,783	4,834
	$M_{gser}$ (KN.m)	8,008	6,693
	$M_{pser}$ (KN.m)	11,715	9,792
$I_0$ (m <sup>4</sup> )		0.000243479	23358,024
$\rho$		0,0032	0,0032
$\lambda_i$		6,379	6,379
$\lambda_v$		2,551	2,551
$\sigma_{sj}$ (MPa)		134,024	112,017
$\sigma_{sg}$ (MPa)		185,572	155,101
$\sigma_{sp}$ (MPa)		271,486	226,908
$\mu_j$		0,0490	0
$\mu_g$		0,191	0,112
$\mu_p$		0,352	0,277
$If_{ij}$ (m <sup>4</sup> )		0.00020397	0,00026783
$If_{ig}$ (m <sup>4</sup> )		0.00012068	0,00015576
$If_{ip}$ (m <sup>4</sup> )		0.00008245	0,0000966
$If_{vg}$ (m <sup>4</sup> )		0.00018002	0,00020797
$f_{ji}$ (mm)		2,838	2,277
$f_{gi}$ (mm)		6,642	5,423

$f_{pi}$ (mm)	14,222	12,787
$f_{gv}$ (mm)	13,359	12,184
$\Delta f$ (mm)	18,100	17,270
$f_{adm}$ (mm)	10,7	11,4
$\Delta f \leq f_{adm}$	n'est pas vérifiée	n'est pas vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée dans les deux sens, donc on augmente la section du béton.

Soit :  $h=16\text{cm}$  ;  $d=14\text{cm}$  ;  $d_x=13,2\text{cm}$  ;  $d_y=11,6\text{cm}$  ;  $G=5,9\text{KN/m}^2$  ;  $P_U=11,715\text{KN/m}^2$  ;  $P_S=8,4\text{KN/m}^2$ .

### a1. A l'ELU

❖ **Calcul des moments**

$$M_{ox} = 17,736\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = 13,542\text{KN.m}$$

✓ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 15,075\text{KN.m} \\ M_y^t = 11,510\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 15,075\text{KN.m} \\ M_y^t = 11,510\text{KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -5,320\text{KN.m}$$

➤ **Ferraillages**

Tableau III.21 : ferraillage de la dalle sur quatre appuis .

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )/ml	A adoptée/ml	Espacement (cm)
Sens x- x	En travée	15,075	3,18	5HA10=3,95 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> =20cm
	En appuis	-5,320	1,59	4HA8=2,01 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> =25cm
Sens y- y	En travée	11,510	2,944	4HA10=3,16 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> =25cm
	En appuis	-5,320	1,40	4HA8=2,01 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> =25cm

### a2. A l'ELS

$$M_{ox} = 14,655\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = 12,249\text{KN.m}$$

• **Moment en travées**

$$M_{x\text{ ser}}^t = 12,456\text{KN.m}$$

$$M_{y\text{ ser}}^t = 10,249\text{KN.m}$$

• **Moment en appuis**

$$M_{a\ ser}^x = M_{a\ ser}^y = -0,3M_x = -4,395 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.22: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis .**

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
<b>En travée</b>	x-x	12,456	3,95	3,406	7000,503	5,966	15	Vérifiée
	y-y	10,249	3,16	3,108	5924,387	5,437	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	x-x	-5,320	2,01	2,53	3972,353	2,763	15	Vérifiée
	y-y	-5,320	2,01	2,36	3884,267	2,763	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

**Sens xx**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{16}{570} = 0,028 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

.La 1 première condition n'est pas vérifiée, alors il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Sens	(x-x)	(y-y)
$\Delta f$ (mm)	<b>9,89</b>	<b>11,301</b>
$f_{adm}$ (mm)	<b>10,7</b>	<b>11,4</b>
$\Delta f \leq f_{adm}$	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

Le schéma de ferrailage :

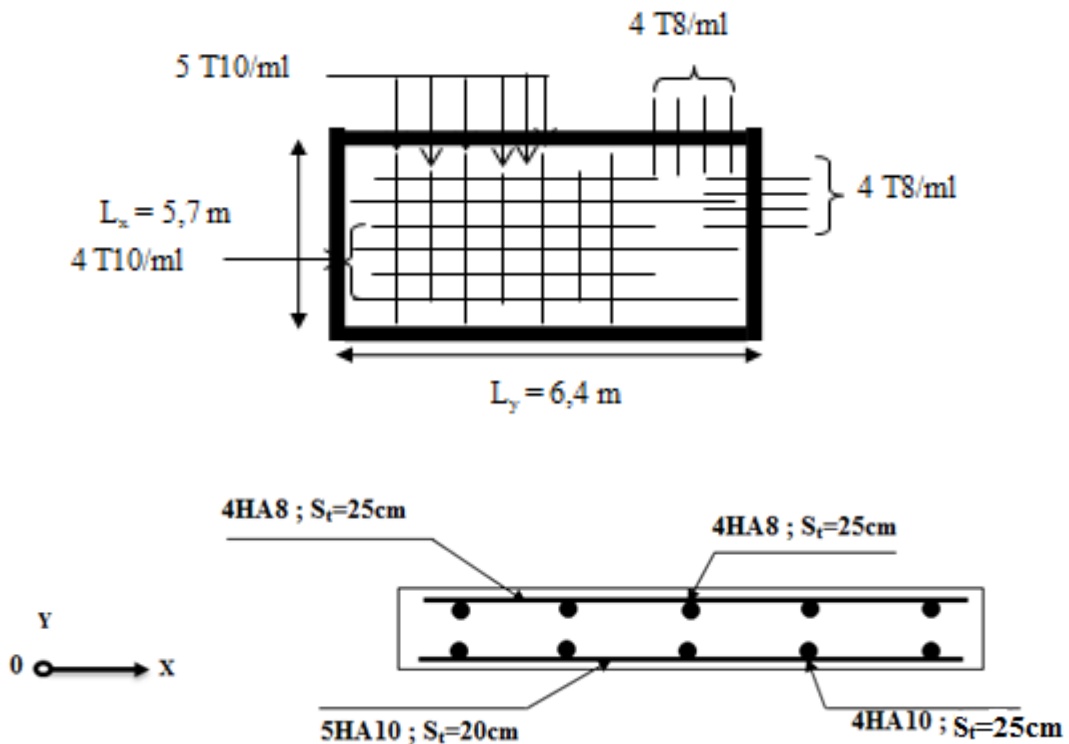


Figure III. 7 : Ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis (type 02).

#### III.2.2.4. Dalle sur deux (02) appuis (type1)

$$L_x = 1,60m$$

$$L_y = 5,50m$$

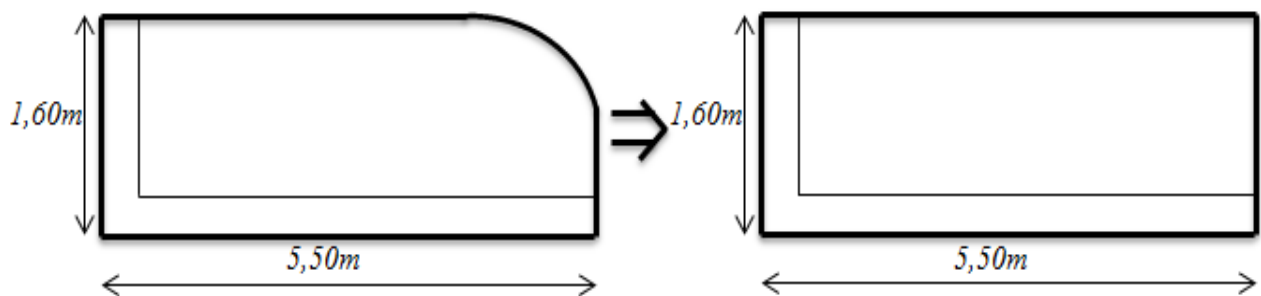


Figure III. 8 : Dalle pleine sur trois (02) appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,29 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (sens x-x) elle est calcul comme}$$

une console encastrée à une extrémité et libre dans la 2<sup>ème</sup> soumise à la flexion simple.

**a. Evaluation des charges**

$$G = 5,40 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

- A P'ELU :  $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,54 \text{ KN/m}^2$ .
- A P'ELS :  $P_s = G + Q = 8,9 \text{ KN/m}^2$ .

$Q_g = 1 \text{ KN}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

**b. Calcul des sollicitations**

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{12,54 \times 1,60^2}{2} + 1,35 \times 1,60 = 18,211 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 12,54 \times 1,60 + 1,35 = 21,414 \text{ KN.}$$

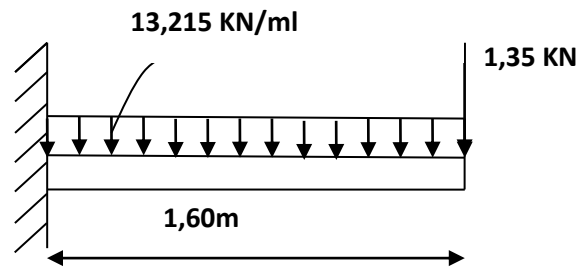


Fig.III.9. schéma statique de la dalle (type1).

**c. Ferrailage**

**c1. Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 11,3 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

Tableau N°III. 23 : Calcul des armatures principales pour la dalle.

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
18,211	0,10	0,132	0,1267	4,89	0	5T12=5,65	20

**c2. Les armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour :  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### d. Les vérifications

##### 1. A l'ELU

- l'effort tranchant

Il faut vérifier que : Tel que :  $\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,414 \times 10^{-3}}{1 \times 0,113} = 0,189 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,113 \times \frac{2,1}{400} = 1,364 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,364 \text{ cm}^2 < A \text{ adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  c'est vérifié.

##### 2. A l'ELS

- La contrainte dans le béton

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

$$M_{\text{ser}} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{\text{gs}} \times l = \frac{8,9 \times 1,60^2}{2} + 1 \times 1,35 = 12,742 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 5,65 \times 10^{-4} \times 0,113 = 0 ;$$

$$y^2 + 1,695y - 16,780 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,33 \text{ cm} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6,7287 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,742 \times 10^{-3}}{6,7287 \times 10^{-5}} \times 3,333 \times 10^{-2} = 6,779 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6,779 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

• **La contrainte dans l'acier**

On a : Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa} ;$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{12,742 \times 10^{-3}}{6,7287 \times 10^{-5}} (0,113 - 0,0333) = 186,622 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa}.$$

• **la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,60} = 0,087 > \frac{1}{16} = 0,0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65 \times 10^{-4}}{(9,9 \times 100) \times 10^{-4}} = 0,0057 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 . \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

**3. Le schéma de ferrailage**

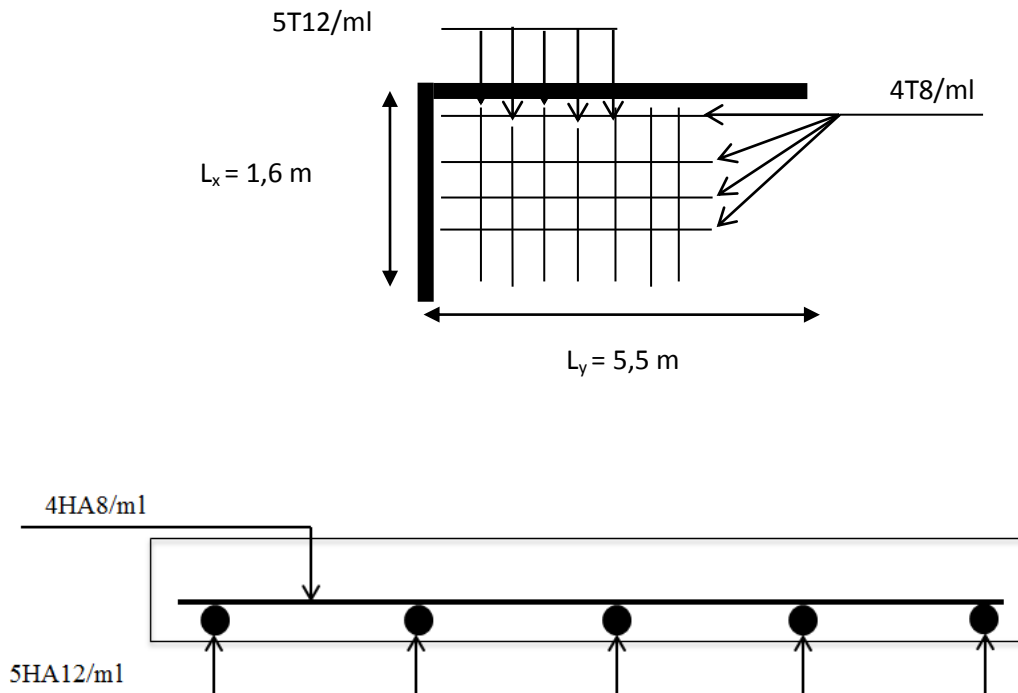


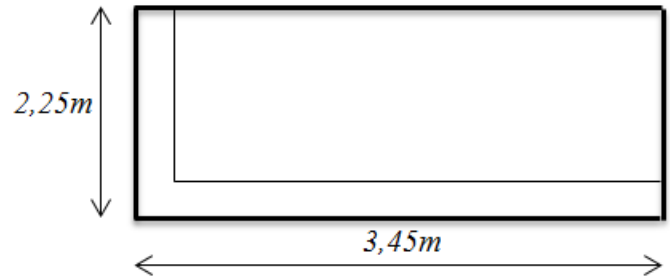
Fig.III.10. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

### III.2.2.4. Dalle sur deux (02) appuis (type2)

$$l_x = 2,25m, l_y = 3,45m.$$

$$\rho = \frac{1,45}{3} = 0,483 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les}$$

deux sens, donc elle se calcule comme une dalle sur quatre appuis.



#### ➤ Calcul des sollicitations

Figure III. 11 : Dalle pleine sur trois (02) appuis.

#### • l'ELU

On a:  $G=5,4 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_u = 12,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 4,767 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1,722 \text{ KNm} \end{cases}$$

en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 4,051 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,464 \text{ KNm} \end{cases}$$

en appui

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x = 2,303 \text{ KNm}$$

#### ➤ Ferrailages : en flexion simple

$$b=100\text{cm}, h=14\text{cm}, d_x=11,3\text{cm}, d_y=9,9\text{cm}$$

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2 / ml)$	$A_{adp} (\text{cm}^2 / ml)$
Travée	x-x	4,051	0,0224	0,0203	0,111	1,36	4HA8=2,01
	y-y	1,464	0,0105	0,0133	0,0985	1,195	4HA8=2,01
appui	y-y	2,303	0,0132	0,0166	0,112	1,364	4HA8=2,01
	x-x		0,0172	0,0216	0,0981	1,954	4HA8=2,01

Tableau III.24 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis.



➤ **Espacement des armatures**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on adopte  $St_y = 25cm$  .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 25cm$  .

➤ **Vérifications**

**a. la condition de non fragilité**

$$e \geq 14cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1,36cm^2 \\ A_{min}^y = 1,12cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

**b. l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$  .

Sens x-x :  $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 9,405KN$  .

Sens y-y :  $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 10,647KN$

$\tau_u = 0.107MPa \leq \tau_{adm} = 1.25MPa$  .....c'est vérifié.

• **l'ELS**

**Etat limite de compression de béton**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1026 \\ \mu_y = 0,3491 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 3,683KN.m \\ M_{tser}^y = 1,613KN.m \end{cases}$$

$M_{aser}^y = M_{aser}^x = 1,813KN.m$

**Sens x-x**

$A_x = 2,01cm^2$ ,  $b = 100\text{ cm}$  ,  $d = 11,3\text{ cm}$ .

$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2,4cm$ .

$I = 3,23 \times 10^{-5}m^4$

$\sigma_{bc} = 1,994MPa \leq \sigma_{adm} = 15MPa$  .....Vérifiée

**Sens y-y**

$A_y=2,01\text{cm}^4$ ;  $b=100\text{cm}$  ;  $d=9,9\text{cm}$  .

$y=2,4\text{cm}$ .

$I=3,23910^{-5} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = 1,043 \leq 15\text{MPa}$  .....c'est vérifier.

**Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation**

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

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

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

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

**Sens x-x**

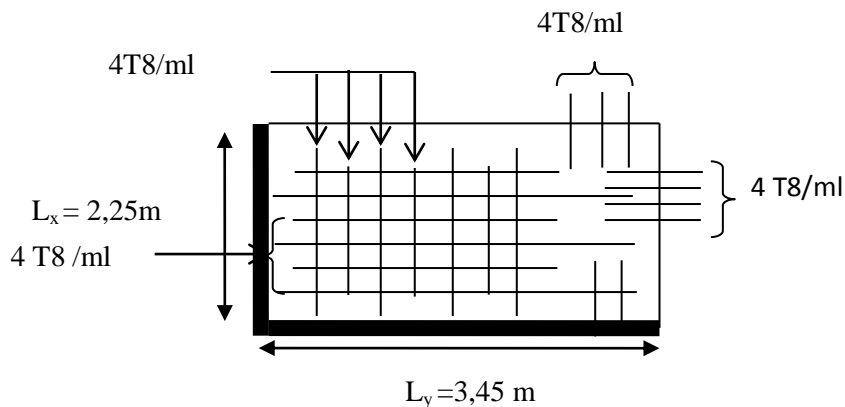
$\frac{h}{l} = 0,0622 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  .....N'est pas vérifié

La vérification est nécessaire dans le sens x-x..

On trouve :  $f_{cal} = 0,319\text{mm} \leq f_{adm} = 4,5\text{mm}$

**Sens y-y**

$f_{cal} = 0,393\text{mm} \leq f_{adm} = 6,9\text{mm}$



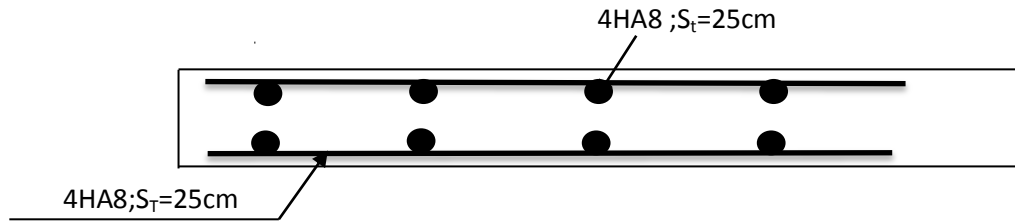


Fig. III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

### III.3. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant les poutres comme des appuis sur lesquels il se repose.

L'étude de cet élément secondaire consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux (RDM) ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

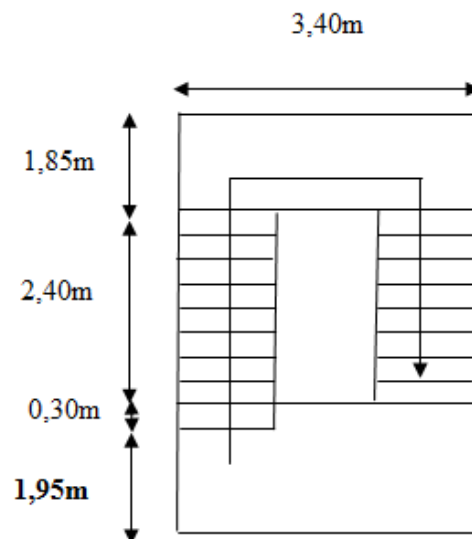


Figure III.13 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.

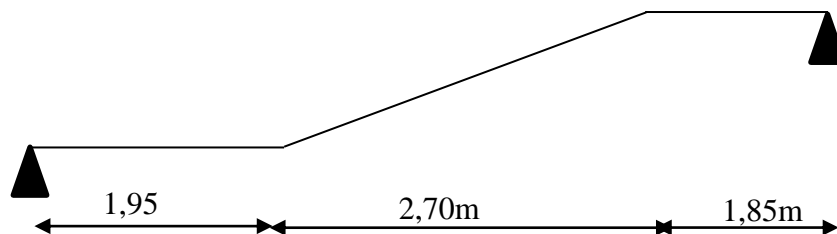


Figure III.14 : schéma statique de l'escalier

### III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

La volée :  $\begin{cases} G = 8,20 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier :  $\begin{cases} G_p = 5,60 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

### III.3.2. Combinaisons de charge

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

- A l'ELS

$$q_s = G + Q$$

	q volées (KN/m)	q palier (KN/m)
l'ELU	14,82	11,31
l'ELS	10,70	8,10

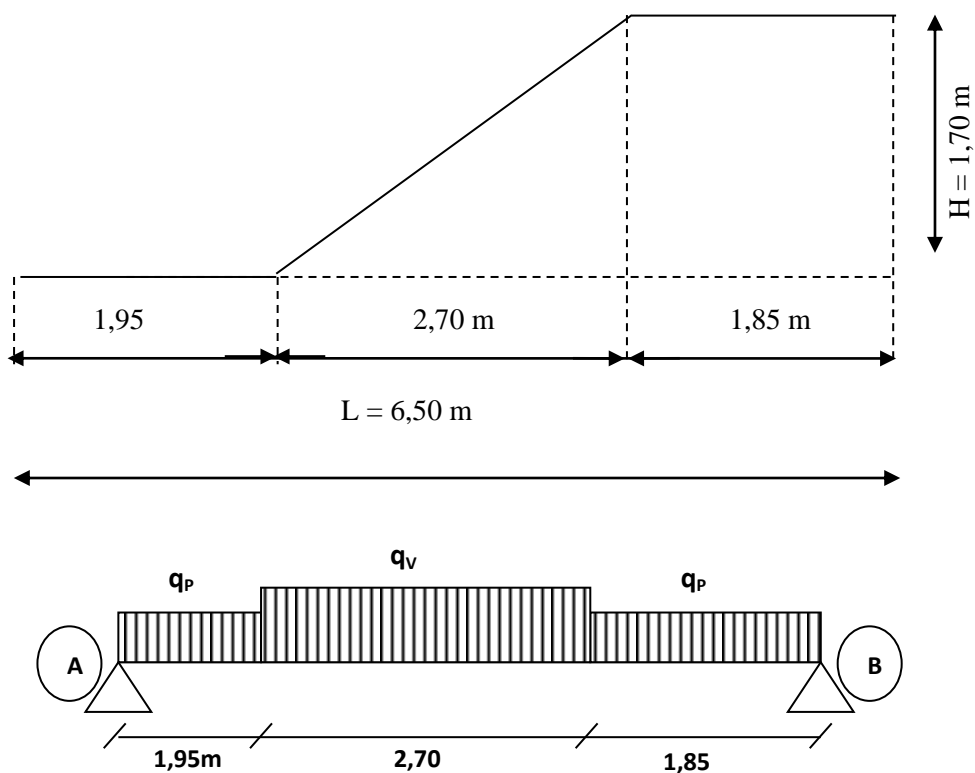


Figure N°III. 15 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,31 * 1,95 + 14,82 * 2,70 + 11,31 * 1,85$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 82,992 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (11,31 * 1,95 * \frac{1,95}{2}) + (14,82 * 2,70)(\frac{2,70}{2} + 1,95)$$

$$+ (11,31 * 1,85) * (\frac{1,85}{2} + 2,70 + 1,95) = R_B (1,95 + 2,70 + 1,85)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{270,191}{6,50} = 41,568 \text{ KN}$$

$$R_A = 82,992 - R_B$$

$$R_A = 41,424 \text{ KN}$$

### III.3.3. Calcul des sollicitations

#### • Effort tranchant

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 41,424 - 11,31 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 41,424 \text{ KN} \\ T_Y(1,95) = 19,613 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 1,95 \leq x \leq 4,65 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 41,424 - 14,82 * (x - 1,95) - 11,31 * 1,95$$

$$T_Y(x) = -14,82 * x + 48,512$$

$$\begin{cases} T_Y(1,95) = 19,388 \text{ KN} \\ T_Y(4,65) = -20,401 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 4,65 \leq x \leq 6,50 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 41,424 - 20,865 - 40,014 - 11,31 * (x - 4,65)$$

$$T_Y(x) = -11,31 * x + 32,917$$

$$\begin{cases} T_Y(4,65) = -19,674 \text{ KN} \\ T_Y(6,50) = -40,598 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant**

✓  $0 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$

$$M(x) = 41,424x - 11,31 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5,655x^2 + 41,424x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,95) = 56,986 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓  $1,95 \leq x \leq 4,65 \text{ m}$

$$M(x) = -7,41 * x^2 + 48,285 * x - 7,829$$

$$\begin{cases} M(1,95) = 58,150 \text{ KN.m} \\ M(4,65) = 56,473 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓  $4,65 \leq x \leq 6,50 \text{ m}$

$$M(x) = -5.655(x - 2.87)^2 - 11.0461x + 59.251$$

$$\begin{cases} M(4,65) = 57,241 \text{ KN.m} \\ M(6,50) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Le moment max à 'X<sub>0</sub>' tel que**

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 3,341 \text{ m}$$

$$M(3,291) = 71,231 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 71,231 \text{ KN.m}$$

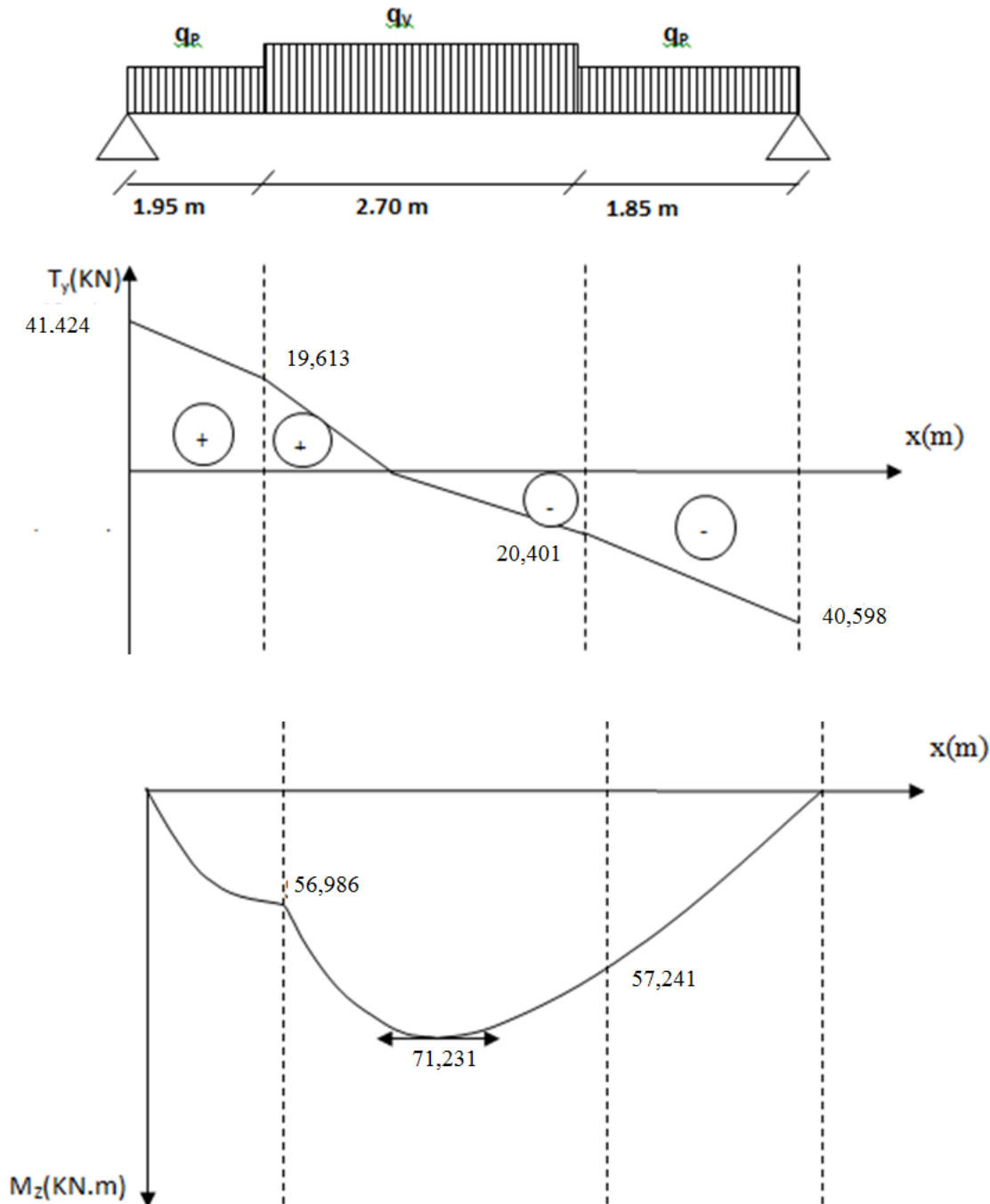


Figure N°III. 16 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0,85M_{\max} = 60,946 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \\ M^a = 0,4M_{\max} = 28,492 \text{ KN.m} & \text{En appui.} \end{cases}$$

### III.3.4. Ferrailage des escaliers (à l'ELU)

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre ( $1 \times e = (1 \times 0,16) \text{ m}^2$ ) en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU ainsi que la vérification à l'ELS.

**a) En travée**

$$M^t = 60,546 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ux}^t}{b * d_x^2 * f_{bu}} = \frac{60,546 * 10^{-3}}{1 * (0,132)^2 * 14,2} = 0,244 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0,243 < \mu_l = 0,392.$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_l < \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,353$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = 15,259 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 10HA14 = 15,40 cm<sup>2</sup>

**b) En appuis**

$$M^a = 28,492 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{28,492 * 10^{-3}}{1(0,132)^2 * 14,2} = 0,115 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,114 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 0,151$$

$$Z = 0,123 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{28,328 * 10^{-3}}{0,114 * 348} = 7,14 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 10HA10 = 7,90 cm<sup>2</sup>

On résume les calculs dans le tableau ci-après :



Tableau N°III. 25 : Calcul des armatures principales pour l'escalier.

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$	Espacement
Travée	60,546	0,243	0,353	0,113	15,259	10HA14 = 15,40	$S_t = 10 \text{ cm.}$
Appui	28,492	0,114	0,151	0,123	7,14	10HA10 = 7,90	

• **Armatures de répartition**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{15,40}{4} = 3,85cm^2$$

$$\text{soit : } 4HA12 = 4,52cm^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25cm^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,132 \frac{2,1}{400} = 1,593cm^2$$

$$A = 15,40cm^2 > A_{\min} = 1,593cm^2 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée).}$$

$$A_{\text{répartition}} = 3,85cm^2 > A_{\min} = 1,593cm^2 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée).}$$

→ Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa$$

Tel que :  $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{40,423 * 10^{-3}}{1 * 0,132} = 0,306MPa$$

$$\tau_U = 0,306MPa < \overline{\tau}_U = 3,25 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée).}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

✓ Les armatures principales :  $(3h; 33cm) = (48; 33) = 33cm$

✓ Les armatures secondaires :  $(4h; 33cm) = (54; 45cm) = 45cm$

⇒ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

• **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le **BAEL91** / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,132 = 0,118$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,118 \times 1 \times 25 = 0,7876 MN$$

$$V_{\max} = 0,0402 MN \leq 0,7876 MN \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 15,40 + 7,90 = 23,30 cm^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1,15}{400} 40,423 \times 10^{-3} = 1,162 cm^2$$

$$A_l = 23,30 cm^2 \geq 1,162 cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.5. Vérification de la section à l'ELS**

$$q_v = 10,70 KN / m^2$$

$$q_p = 8,10 KN / m^2$$

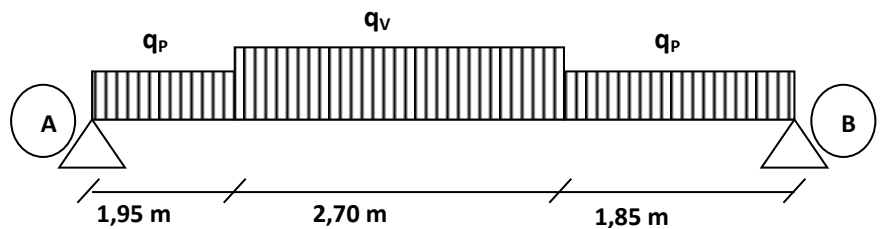


Figure N°III. 17 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10,70 * 2,70 + 8,10 * (1,95 + 1,85)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 59,67 KN . \sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_B = \frac{194,277}{6,50} = 29,888 KN$$

$$\Rightarrow R_B = 29,888 KN$$

$$R_A = 29,781 KN$$

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Effort tranchant**

$$T_Y(x) = 29,781 - 8,10x$$

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 1,95 \text{ m} \quad \begin{cases} T_Y(0) = 29,781 KN \\ T_Y(1,95) = 13,986 KN \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 1,95 \leq x \leq 4,65 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 34,851 - 10,70x$$

$$\begin{cases} T_Y(1,95) = 13,986 KN \\ T_Y(4,65) = -14,904 KN \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 1,85 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = -29,888 + 8,10x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -29,888 \text{ KN} \\ T_Y(1,85) = -14,895 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 1,95 \text{ m} :$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,95) = 42,672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 1,95 \leq x \leq 4,65 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(1,95) = 42,672 \text{ KN.m} \\ M(4,65) = 41,432 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad 4,65 \leq x \leq 6,50 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(4,65) = 41,434 \text{ KN.m} \\ M(6,50) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{max} = 29,888 \text{ KN}$$

**Le moment max à 'X<sub>0</sub>' tel que**

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 3,257 \text{ m}$$

$$M(3,257) = 51,715 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 51,715 \text{ KN.m}$$

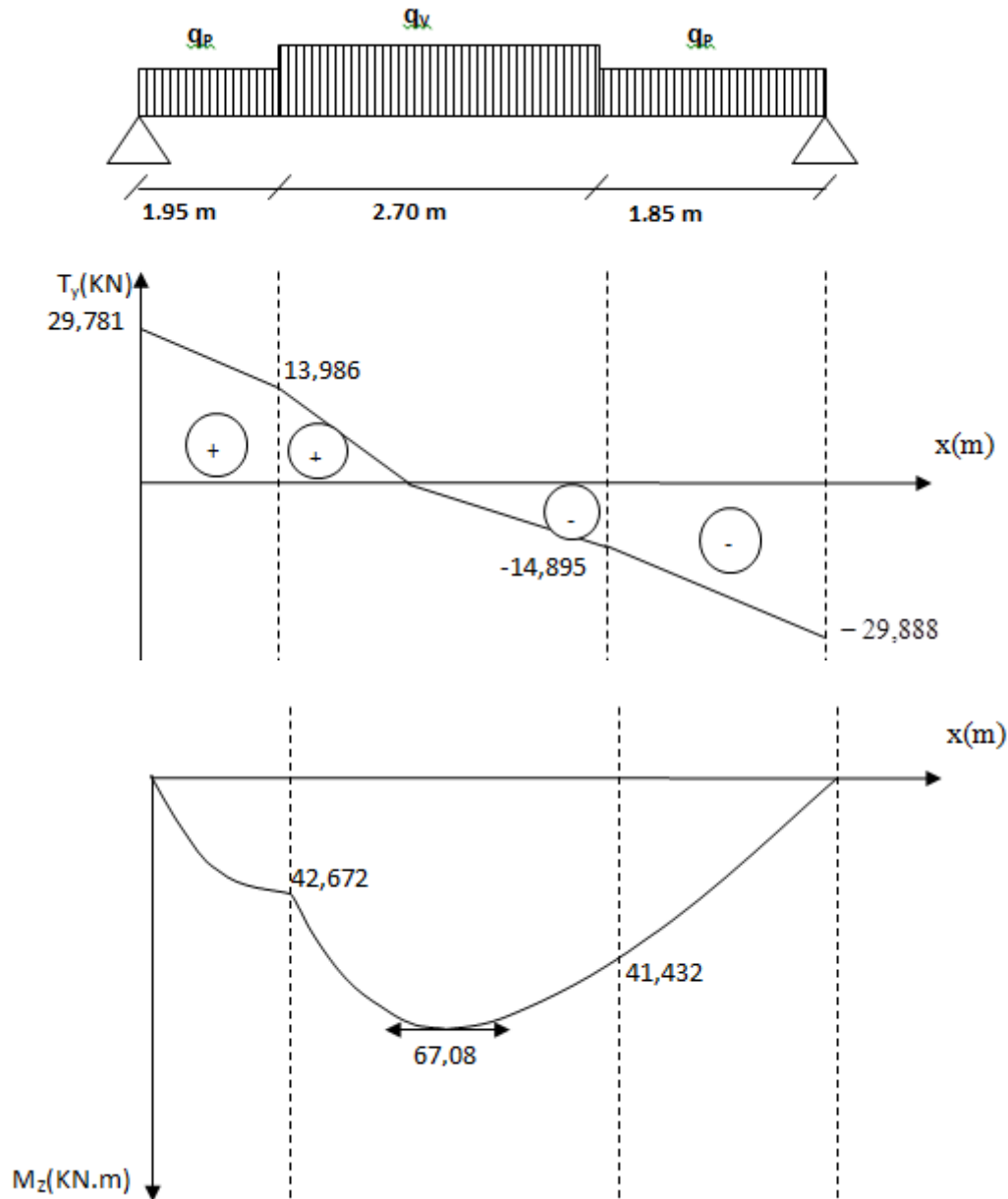


Figure N°III. 18 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0,85 \times M_{\max} = 43,957 \text{ KN.m} \\ M^a = -0,4 \times M_{\max} = -20,686 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 MPa \quad \text{Avec } \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9 \times d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 8 \times 1,6 \times 3,14 = 40,192 cm.$$

$$\tau_{ser} = \frac{29,889 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,14 \times 40,192 \times 10^{-2}} = 0,59 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

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

$$50 \times y^2 + 224,2 \times y - 3376,8 = 0$$

$$y = 6,27 cm$$

$$I = 18520,597 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{43,477 \times 10^{-3}}{18520,597 \times 10^{-8}} \times 0,0627 = 14,718 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 14,718 < \bar{\sigma} 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

(1) :  $0,024 < 0,0625$  condition non vérifiée.

(2) :  $0,16 \geq 0,084$  condition vérifiée.

(3) :  $0,011 > 0,006$  condition non vérifiée.

Les relations (1) et (3) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 6,32\text{cm}; I = 25818,6\text{cm}^4; I_0 = 25059,31\text{cm}^4 ; \rho = 0,0102 ; \lambda_i = 2,045; \lambda_v = 0,818$$

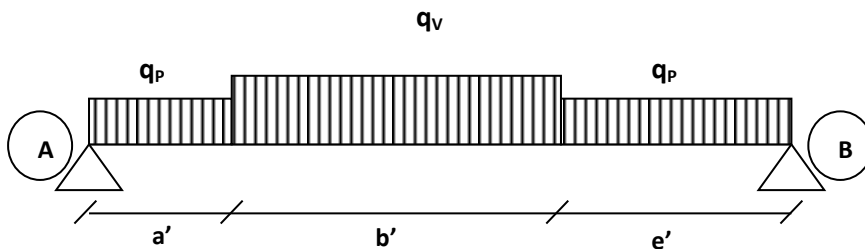
$$E_i = 32164,2\text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4\text{Mpa}$$

	Volée	Palier
$q_{jser} (KN/ml)$	5,47	3,94
$q_{gser} (KN/ml)$	8,20	4,85
$q_{pser} (KN/ml)$	10,7	7,35

$$b = 1\text{ m}; h = 0,17\text{ m}; a' = 1,95\text{ m}; b' = 2,70\text{ m}; e' = 1,85\text{ m}; c = 0,02\text{ m}.$$

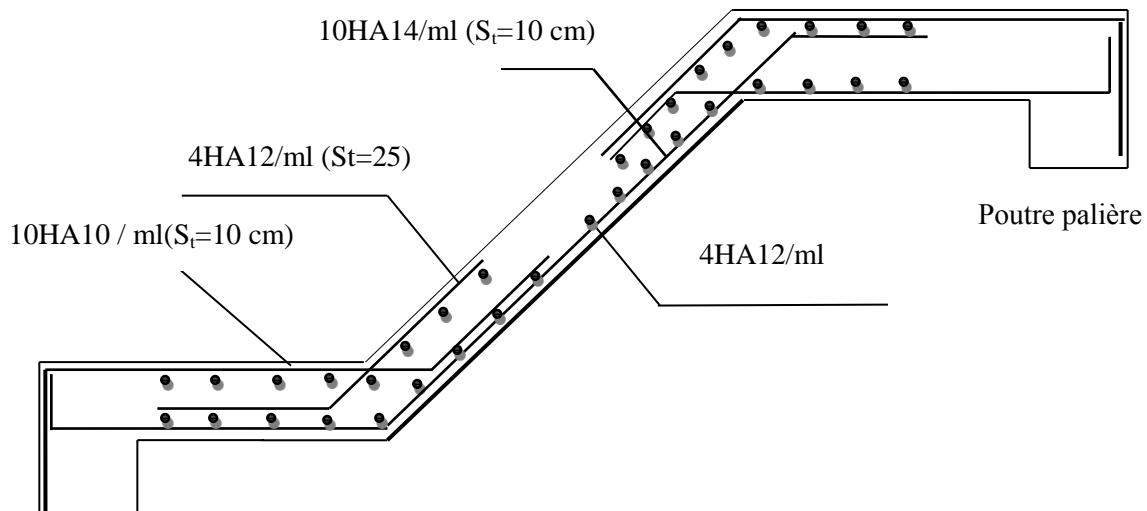
$$A = 15,40\text{ cm}^2.$$



$$f_{gv} = 6,597\text{ mm}; f_{ji} = 2,016\text{ mm}; f_{pi} = 4,780\text{ mm}; f_{gi} = 3,254\text{ mm};$$

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = 6,107\text{ mm} < f_{adm} = 6,505\text{ mm}.$$

### III.3.18. Schéma de ferrailage des escaliers



### III.3.7. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

#### III.3.7.1. Dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

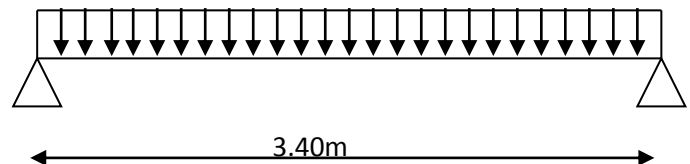


Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière

On prend :  $h=45\text{cm}$  ;  $b=35\text{cm}$ .

#### ➤ Les sollicitations de la poutre palière

##### • Les charges sur la poutre

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,45 \times 0,35) \times 25 = 3,93\text{KN} / m$$

$g_m$  : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2,81 \times 1,7 = 4,777\text{KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-15)

ELU :  $R_B = 40,422 \text{ KN}$

ELS :  $R_B = 29,888 \text{ KN}$

• **Les sollicitations**

$$P_u = 1,35(g_0 + g_m) + R_B$$

$$P_u = 52,176/m$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 75,394 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 64,685 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,4M_0 = -30,157 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 88,699 \text{ KN}$$

**III.3.7.2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple**

$b = 35 \text{ cm}$      $h = 45 \text{ cm}$      $d = 43 \text{ cm}$      $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$      $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$      $f_{st} = 400 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau III.26. Calcul des armatures principales**

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	64,685	0,0706	0,116	0,362	4,4889	7,875
Appui	30,157	0,0329	0,0418	0,422	2,0506	7,875

**Exigence du RPA Art7.5.2.1**     $A_{min} = 0,5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$

Donc  $A = A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$

Soit :  $A^t = A^a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **l'effort tranchant**

$$V_u = 78,562 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{88,6991 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,43} = 0,589 \\ \bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$



• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left( V_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left( 88,699 \times 10^{-3} + \frac{64,685 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,43} \right) \times \frac{1,15}{400}$$

$A > 7,35$  ..... c'est vérifié

Soit :  $A^t = A^a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement  $S_t$**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 34,20$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12\text{mm} ; \text{ On prend: } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,35 \times 0,15 \times (0,589 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$$

$$A_t \geq -0,067 \text{ cm}^2.$$

On adopte un cadre de **1HA8=1,004 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub>=15 cm**

**III.3.7.3. Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-14**).

$$M^{torsion} = 28,328\text{KN.m}$$

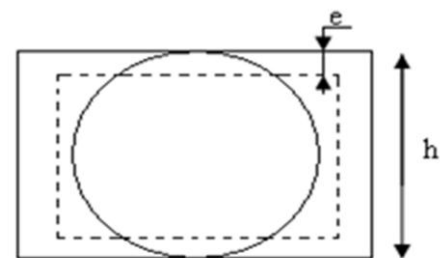
Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- $\Omega$  : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A<sub>1</sub> : section d'acier.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83\text{cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,0583) \times (0,45 - 0,0583) = 0,114\text{m}^2$$



**Figure III.20 : Section creuse équivalente**

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0,35 - 0,0583) + (0,45 - 0,0583)] = 1,366m$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28,328 \times 10^{-3} \times 1,366 \times 1,15}{2 \times 0,114 \times 400} = 4,879cm^2$$

$$A_{torsion} = 4,879cm^2$$

$$\text{Soit : } A_{tor}^{adop} = 3HA12 + 2HA10 = 4,97 cm^2.$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28,328 \times 10^{-3}}{2 \times 0,114 \times 0,0583} = 2,331MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_{utor} = 2,331MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa.$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : BAEL91 (article I.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,589)^2 + (2,331)^2} = 2,4 MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espaceur comme suit :

➤ **En travée et en appui :**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,776 cm^2.$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_t^{\min} = 1,575cm^2$$

$$A_t^{\min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{\min}$$

$$A_t = 2HA10 = 1,58 cm^2.$$

### III.3.7.4. La section d'armatures finale (en travée et en appui)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 8,01 + \frac{4,97}{2} \Rightarrow A^t = 10,495 cm^2 > A_{\min} = 7,875cm^2.$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = A_{adop}^a = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 cm^2.$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,502 + 1,58 = 2,082cm^2 .$$

On opte :  $A_T^{adop} = 2HA10 + 2HA8 = 2,58 cm^2$  (cadre  $\Phi 8$  et épingle  $\Phi 10$ )

• **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27 : Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.**

Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ <b>vérifiée</b>
Travée	43,955	8,35	122796,1353	2,988	15	
Appui	20,686	8,35	122796,1353	1,4	15	

• **État limite de déformation**

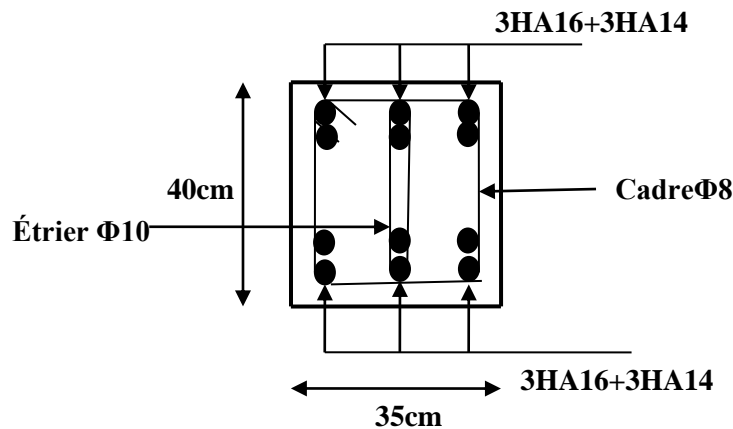
✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0,40}{3,40} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0,117 > \frac{M_t}{10 \times M_0} + 0,0849 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7,84}{35 \times 38} = 0,00588 < \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.7.5. Le schéma de ferrailage de la poutre palière**



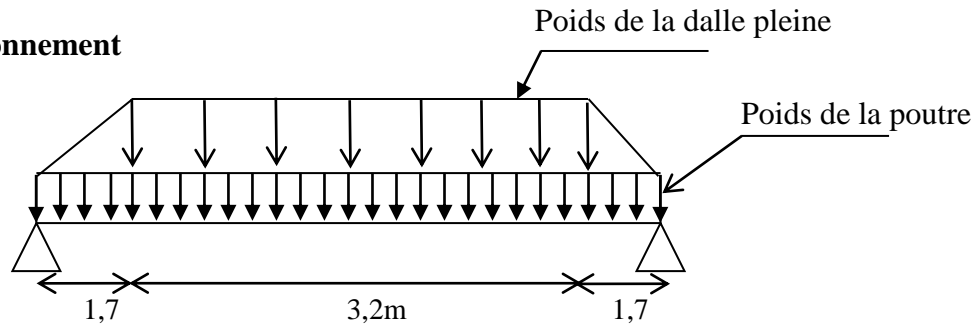
**Figure III.21 : Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui).**

### III.4. calcul des chaînages

#### III.4.1. Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

#### III.4.2. Dimensionnement



On a :  $L_{\max} = 6,6\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 44\text{cm} \leq h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition de flèche (Art 9.3.3) [2]}$$

Soit :  $h_t = 45\text{ cm}$

$$b = 35\text{ cm}$$

➤ **Vérification** Condition de flèche (Art 9.3.3) [2]

$h_t \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée.

$$b \geq \frac{2h}{3} = 26,66\text{cm} \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

#### a) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,93\text{KN/m}^2$ .
- Poids du dalle :  $G_{\text{dalle}} = 5,9\text{KN/m}^2$ .

$$P_{U\text{dalle}} = 1,35 \times G \Rightarrow P_{U\text{dalle}} = 7,965\text{KN/m}$$

$$P_{U\text{poutre}} = 1,35 \times G \Rightarrow P_{U\text{poutre}} = 5,305\text{KN/m}$$

$$P_{S\text{dalle}} = 5,9\text{KN/m};$$

$$P_{S\text{poutre}} = 3,93\text{KN/m}$$

➤ Calcul à l'E.L.U

$$M_z = -6,639x^2 + 43,25x - 3,837$$

$$T_y = -13,278x + 43,25$$

$$M_0 = M_z(x = 3.3) = 68,419KN.m$$

$$M_t = 0,75M_0 \Rightarrow M_t = 51,314KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 \Rightarrow M_a = -34,209KN.m$$

**b) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple**

$$b=35cm \quad h=45cm \quad d=42cm \quad f_{c28}=25Mpa \quad f_{bu}=14,2Mpa \quad f_{st}=400Mpa.$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau III.28. Calcul des armatures principales**

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	51,314	0,0587	0,0756	0,4073	3,622	2HA12+1HA14=3,80
Appui	34,209	0,0391	0,0499	0,4116	2,389	1HA12=3,39+2HA10=2,71

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36cm^2.$$

$$A > A_{min} = 1,77cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérifications à l'ELU

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } T_y(x = 0,09) = V_u = 42,054KN$$

$$\tau_u = \frac{42,054 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42} = 0,286MPa < \tau_u = 3,25 MPa (F.P.N) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left( \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min} \right) = 10 \text{ mm}$$

Soit cadres T8 plus étriers T8

➤ calcul des espacements :

$$S_t = \min \begin{cases} (0,9 \times d; 40cm) = 37,8cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 38cm \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} < 0 \end{cases}$$

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

➤ Vérifications à l'ELS

✓ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Vérification de la contrainte dans le béton

$$M_z = -4,915x^2 + 32,455x - 2,844$$

$$\Rightarrow M_0 = M_z(x = 3,3) = 50,733 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_0 \Rightarrow M_t = 38,049 \text{ KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 3,8 \text{ cm}^2; b = 35 \text{ cm}; d = 43 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 6,454 \text{ cm}$$

• Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 96549,668 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2,543 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{45}{660} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0681 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,0681 > 0,0749 \dots \dots \dots \text{ce n'est pas vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00088 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

La 2<sup>ème</sup> condition ce n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche :

$$f_{gv} = 6,986 \text{ mm}; f_{ji} = 0,639 \text{ mm}; f_{pi} = 3,418 \text{ mm}; f_{gi} = 3,418 \text{ mm}$$

La flèche totale  $\Delta f_t = 6,342 \text{ mm} < f_{adm} = 6,605 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$

On a la flèche n'est pas vérifiée on augmente la section d'acier à  $6HA12=6,78cm^2$ . On trouve :

$$f_{gv} = 6,958mm ; f_{ji} = 0,64mm ; f_{pi} = 3,404mm ; f_{gi} = 3,404mm.$$

La flèche totale  $\Delta f_t = 6,317mm < f_{adm} = 6,605mm$  ... c'est vérifiée .

- Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

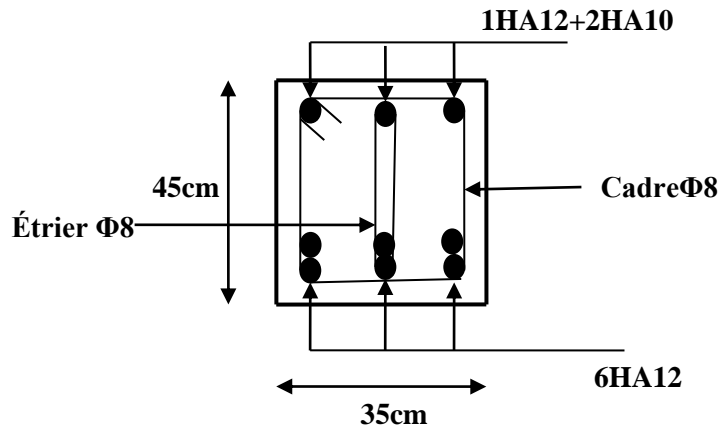


Figure III.22 : Ferrailage de la Poutre de chaînage

### III.5. Etude de l'acrotère

#### III.5. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

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

#### III.5.2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III.5.3. Evaluation des charges et surcharge

#### III.5.3.1. Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface :  $S = 685\text{cm}^2 = 0,0685\text{m}^2$

Poids propre :  $G_t = 2,133\text{KN/ml}$

La charge due à la main courante :  $Q=1\text{KN}$

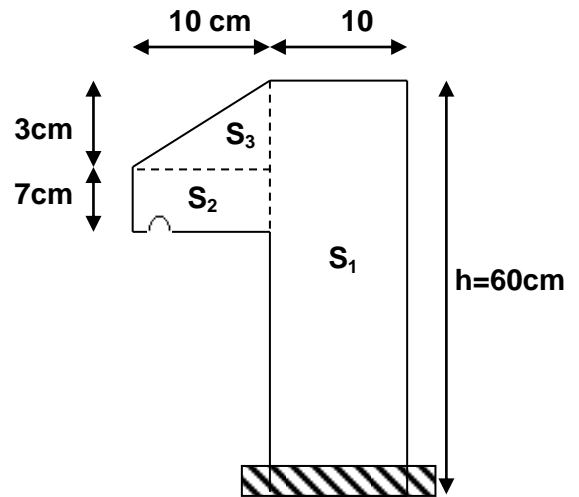


Figure. III.23 : Acrotère

- La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \dots \dots \dots (\text{Article 6.2.3}) [2]$$

Tel que

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [**Tab (4.1)**] [2]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [**TAB. (6.1)**] [2].

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré. **Pour notre cas** :- Groupe d'usage 2.

$$\text{- Zone II}_a \text{ (Bejaia).} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133\text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,133 \Rightarrow F_p = 1,024\text{KN.}$$

- **Calcul des sollicitations**

**Calcul du centre de gravité**  $G(X_g; Y_g)$  :  $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$  et  $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$



$$x_G = 0.0620m \quad y_G = 0.330m$$

**Moment engendré par les sollicitations**

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

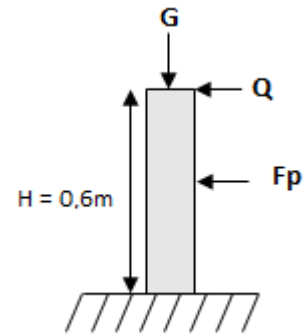


Figure. III.24 : Les sollicitations sur l'acrotère.

Tableau.III.29 :Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
<b>N (KN)</b>	2,133	2,879	2,133
<b>M (KN.m)</b>	0.94	0,9	0,6

**III. 5. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

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

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

Telle que :

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

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; h / 250) = \max (2 \text{ cm}; 60/250 ) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{Article A.4.3.5}) [1]$$

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

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

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

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1,2m$$

$h_0$ : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0,00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,342m \end{cases}$$

### III.5. 5.Calcul à l'ELU

➤ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2,879KN \quad ; \quad M_u = N_u \times e = 2,879 \times 0,342 \Rightarrow M_u = 0,984KN.m;$$



➤ **Ferraillage**

Figure .III.25 :.Section à ferrailler

$$h = 10 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,986 + 2,879 \times \left( 0,08 - \frac{0,10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,072KN.m$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,072 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0,01179) < (\mu_1 = 0,3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.U**

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml.$$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

➤ **Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3$  cm. On adopte  $S_t = 30$  cm.

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,024 + 1 \Rightarrow V_u = 2,024KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,024 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0253MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

➤ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{Article. A.6.1. 3}) [1]$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2,024 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0,10048) \rightarrow \tau_{se} = 0,279 \text{MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{MPa} \quad (\text{Article. A.6.1, 21}) [1]$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

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

### III. 5. 6. Vérification à l'ELS

$$d = 0,08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2,133 \text{KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0,6 \text{KN.m};$$

$\eta = 1,6$  pour les HR

#### Vérification des contraintes

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{MPa}$$

#### ➤ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que  $e_A$  : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,133} = 0,28 \text{m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,28 = -0,231 \text{m} = -23,1 \text{cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

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

$$P = -3 \times (-0,231)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 + 0,231}{1} \Rightarrow P = -0,158 \text{m}^2$$

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

$$q = -2 \times (0,231)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 - 0,231)^2}{1} \Rightarrow q = -0,025 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0,025)^2 + \frac{4 \times (-0,158)^3}{27} = 4,06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0,5 \times (6,376 \cdot 10^{-3} + 0,025) = 0,0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0,0156)^{\frac{1}{3}} = 0,25 m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0,25 - \frac{-0,158}{3 \times (0,25)} = 0,46 m$$

$y_{ser} = 0,46 - 0,231 = 0,229 m$  (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y_{ser} = 0,229 m.$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,229^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,229) = 2,66 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3} \times 0,229}{2,66 \times 10^{-2}} = 0,005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,6 MPa$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,133 \times 10^{-3}}{2,66 \times 10^{-2}} (0,08 - 0,229) = -0,179 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201,6 MPa$$

### III.5.7. schéma de ferrailage

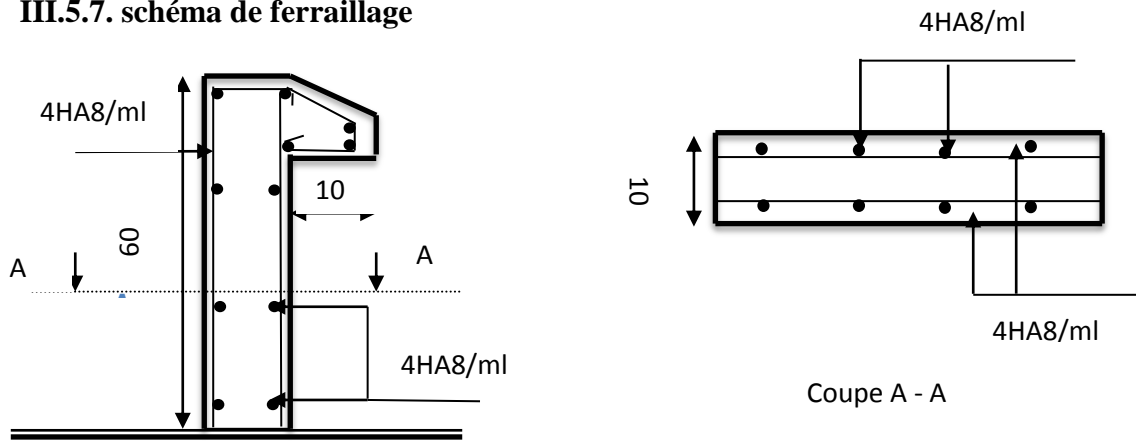


Figure .III.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## Chapitre IV : les caractéristiques géométriques

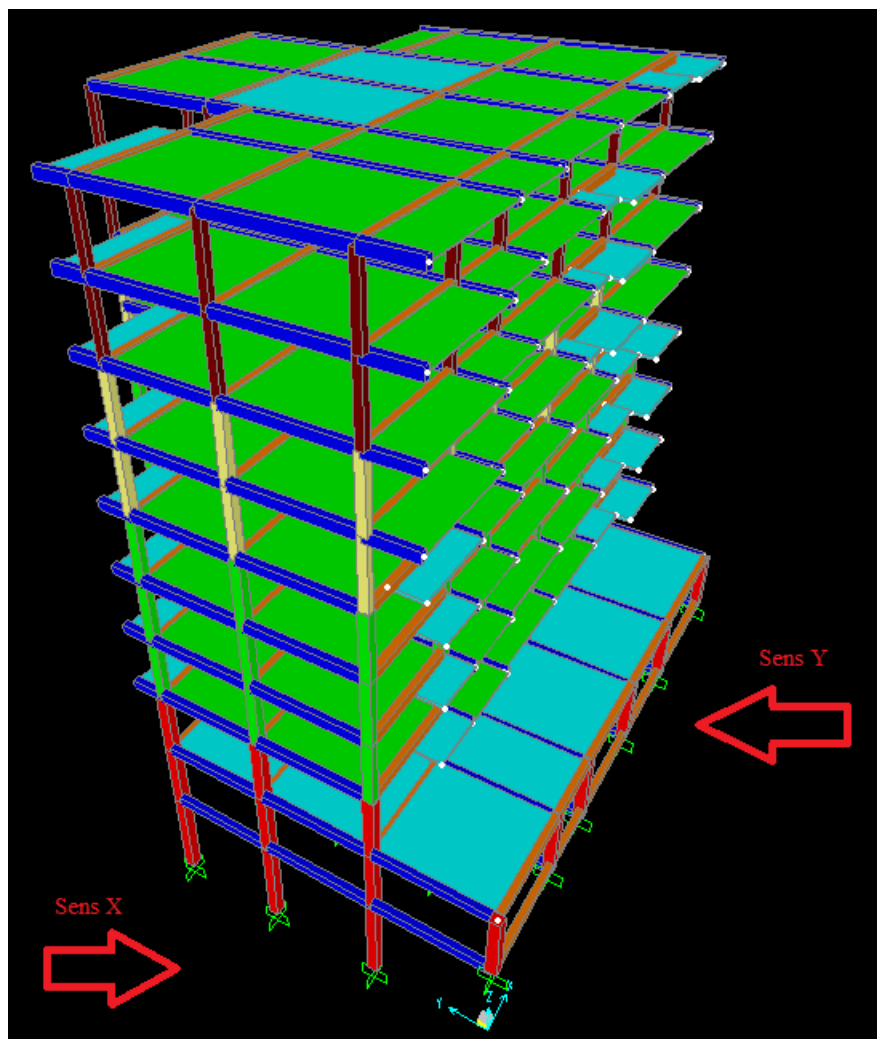
### IV.1. Introduction

Les caractéristiques géométriques et physiques d'une structure sont si importantes pour son calcul (dimensionnement et vérification), ainsi que pour sa modélisation qui est une étape primordiale de vérification par machine.

La masse est une grandeur scalaire positive associée à un système matériel.

En mécanique classique, cette masse est représentative de la quantité de matière contenue dans le système matériel.

La torsion est phénomène provoqué par l'application de deux forces horizontales (de sens et de points d'application différents) sur une masse (structure) plus au moins rigide.



## IV.2. Définitions

### IV.2.1. Le centre de masse

Le centre de masse (CM) d'un corps est un point de référence imaginaire situé à la position moyenne de la masse du corps.

Voici quelques caractéristiques du centre de masse :

- Cette position n'est pas toujours au centre du corps.
- Le centre de masse d'un corps homogène (masse volumique constante) qui possède un haut niveau de symétrie est situé au centre géométrique du corps (ex : sphère, cube, tige)
- Le centre de masse n'est pas nécessairement situé sur le corps lui-même (ex Boomerang).
- Lorsqu'un corps effectue un mouvement libre (aucun axe de rotation imposé sur le corps), alors le centre de masse du corps effectue un mouvement de translation tandis que les autres points du corps effectuent une rotation autour du centre de masse.

➤ **La position du centre de masse**

Le centre de masse d'un corps est une position moyenne pondérée par la masse du corps et ce calcul de la façon suivante :

**Tableau IV.1 : coordonnées du centre de masse et formule de la masse totale.**

Centre de masse en x	Centre de masse en y	Masse totale
$x_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i x_i}{m_{tot}}$	$y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i y_i}{m_{tot}}$	$m_{tot} = \sum_{i=1}^N m_i$

- Où  $x_{CM}$  : Position du centre de masse selon l'axe  $x$  (m)
- $y_{CM}$  : Position du centre de masse selon l'axe  $y$  (m)
- $m_i$  : La masse de l'objet  $i$  (kg)
- $x_i$  : La position selon l'axe  $x$  de l'objet  $i$  (m)
- $y_i$  : La position selon l'axe  $y$  de l'objet  $i$  (m)
- $N$  : Le nombre d'objet à considérer dans le calcul. ( $i \in 1 \dots N$ )  $m_{tot}$  : La masse totale de tous les objets (kg)

#### Remarque

$x_i$  et  $y_i$  peuvent être également la position du centre de masse d'un corps complexe. Pour évaluer le centre de masse d'un ensemble d'objets, il est utile de calculer le centre de masse de chaque objet individuellement et de calculer à nouveau le centre de masse du système.

➤ **Densité de masse**

La densité de masse est une mesure de masse moyenne par unité de longueur  $L$ , de surface  $A$  ou de volume  $V$ . À partir d'une géométrie particulière, on peut évaluer la masse totale  $m$  d'un objet grâce aux équations suivantes :

Type de densité	Densité de masse	Équation
Densité linéaire de masse	$[\mu] = \text{kg / m}$	$m = \mu L$
Densité surfacique de masse	$[\sigma] = \text{kg / m}^2$	$m = \sigma S$
Densité volumique de masse	$[\rho] = \text{kg / m}^3$	$m = \rho V$

Où  $m$  : Masse du corps homogène (kg) ;

$L$  : Longueur du corps (m) ;

$A$  : Surface (aire) du corps ( $\text{m}^2$ ) ;

$V$  : Volume du corps ( $\text{m}^3$ ).

#### IV.2.2. Le centre de torsion [6]

Le centre de torsion est défini comme étant le centre de gravité des inerties des portiques ou des palées, et repéré par ses coordonnées en plan  $X_C$  et  $Y_C$ .

En physique, le **centre de gravité** (CDG), appelé  $G$ , est le point d'application de la résultante des forces de gravité ou de pesanteur. Il est également le point d'intersection de tous les plans qui divisent le corps en deux parties de poids égal. De ce fait, il est clairement dépendant du champ de gravitation auquel le corps est soumis et ne doit pas être confondu avec le centre d'inertie qui est le barycentre des masses. Il est souvent assimilé à ce dernier, mais ce n'est qu'une approximation liée au fait que dans la plupart des cas, le champ de gravitation auquel le corps est soumis, peut être considéré comme uniforme dans le corps considéré.

##### ➤ La position du centre de torsion

Le centre de torsion représente le centre de gravité des moments d'inertie des éléments de la stabilisation. Selon les notations de la figure (01), les coordonnées  $X_C$  et  $Y_C$  du centre de torsion (S) se déterminent selon les équations suivantes :

$$X_C = \frac{\sum_i I_Y \cdot d_x}{\sum_i I_Y} \quad ; \quad Y_C = \frac{\sum_i I_X \cdot d_y}{\sum_i I_X}$$

$I_X$  : inertie propre d'un élément transversal.

$I_Y$  : : inertie propre d'un élément longitudinal.

$d_x$  : distance algébrique d'un élément transversal à l'axe (ox).

$d_y$  : distance algébrique d'un élément longitudinal à l'axe (oy).



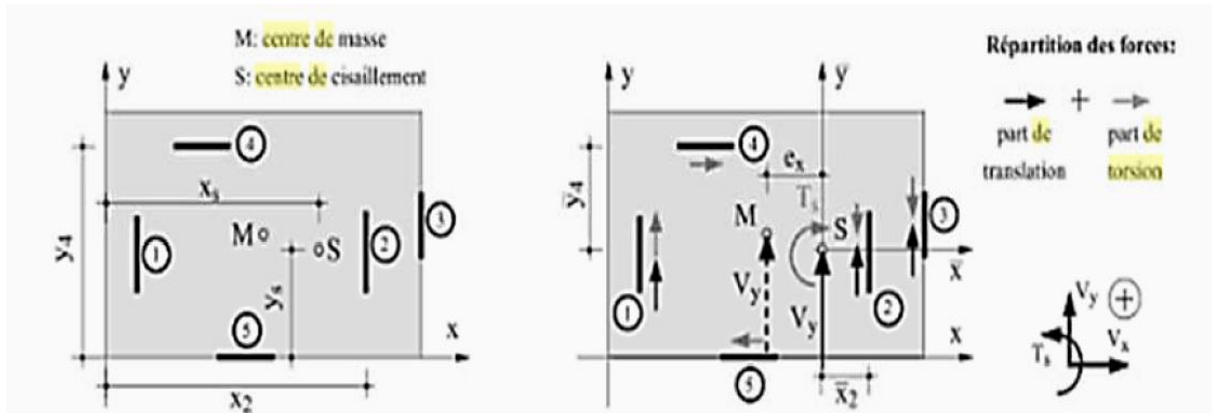


Figure IV.1 : Le centre de torsion.

Fig. (01) : le centre de torsion (S) correspond au centre de gravité des inerties des éléments de stabilisation (à gauche). La répartition des forces doit tenir compte des parts de torsion en plus de celle de translation (à droite).

### IV.3. Le calcul numérique

#### IV.3.1. Le centre de masse

Les coordonnées du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$x_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i x_i}{m_{tot}} ; y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i y_i}{m_{tot}}$$

$N$  : Nombre d'éléments considéré ;

$m_i$  : Masse de l'élément  $i$  ;

$x_i$  : Abscisse de l'élément ;

$y_i$  : Ordonnée de l'élément ;

$m_{tot} = \sum_{i=1}^N m_i$  : La masse de tous les éléments.

#### a. Les coordonnées du centre de masse des poteaux

$$x_{CM}^{Pot} = 11,192 \text{ m} ; y_{CM}^{Pot} = 7,775 \text{ m} .$$

#### b. Les coordonnées du centre de masse des poutres principales

$$x_{CM}^{PP} = 13,57 \text{ m} ; y_{CM}^{PP} = 7,145 \text{ m} .$$

#### c. Les coordonnées du centre de masse des poutres secondaires

$$x_{CM}^{PS} = 12,082 ; y_{CM}^{PS} = 7,203 \text{ m} .$$

#### d. Les coordonnées du centre de masse des planchers

$$x_{CM}^{Plan} = 12,873 \text{ m} ; y_{CM}^{Plan} = 6,589 \text{ m} .$$

#### e. Les coordonnées du centre de masse des escaliers

$$x_{CM}^{Esc} = 9,825 \text{ m} ; y_{CM}^{Esc} = 9,089 \text{ m} .$$

#### f. Les coordonnées du centre de masse des murs extérieurs

$$x_{CM}^{mur-ex} = 11,02 \text{ m} ; y_{CM}^{mur-ex} = 6,191 \text{ m} .$$

**g. Les coordonnées du centre de masse des murs intérieurs**

$$x_{CM}^{mur-in} = 12,77 \text{ m} \quad ; \quad y_{CM}^{mur-in} = 6,87 \text{ m} .$$

➤ **Les coordonnées du centre de masse de la structure**

$$m_{tot} = \sum_{i=1}^N m_i = m_{planchers} + m_{poteaux} + m_{poutres} + m_{murs} + m_{escaliers}$$

$$m_{tot} = 1802,914 + 330,48 + 474,335 + 465,091 + 164,86$$

$$m_{tot} = 3237,68 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^N m_i x_i = 40147,731 \text{ KN.m} \\ \sum_{i=1}^N m_i y_i = 22386,232 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} x_{CM} = 12,4 \text{ m} \\ y_{CM} = 6,914 \text{ m} \end{cases}$$

$(x_{CM}; y_{CM})$  : sont les coordonnées du centre de masse de la structure en étude

**IV.3.2. Le centre de rigidité (de torsion)**

Les coordonnées d'un objet solide sont localisées par l'abscisse et l'ordonnée suivantes :

$$\begin{cases} X_C = \frac{\sum_i I_Y \cdot d_x}{\sum_i I_Y} \\ Y_C = \frac{\sum_i I_X \cdot d_y}{\sum_i I_X} \end{cases} \quad ; \quad \text{Tel que :}$$

$I_X$  : Inertie d'un élément ( $i$ ) constituant le corps solide (structure dans notre cas) dans le sens ( $x-x'$ ) ;

$I_Y$  : Inertie d'un élément ( $i$ ) du solide dans le sens ( $y-y'$ ) ;

$d_x$  : Abscisse du centre de rigidité d'un élément ( $i$ );

$d_y$  : Ordonnée du centre de rigidité d'un élément ( $i$ ).

**IV.3.2.1. Calcul des portiques [7]**

**a. Méthode de MUTO**

➤ **Les étapes de calcul**

**1. Calcul des raideurs des poteaux et poutres**

$$K_{poteau} = \frac{I}{h_e} ; \quad K_{poutre} = \frac{I}{l} \quad \text{Avec :}$$

$I$  : Inertie de l'élément ;

$h_e$  : Hauteur du poteau ;

$l$  : Portée de la poutre.

## 2. Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques

$$\begin{cases} \text{Etage courant : } \bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p} \\ 1^{\text{er}} \text{ Niveau : } \bar{K} = \frac{\sum K_i}{K_p} \end{cases}$$

## 3. Calcul des coefficients correcteurs « a »

$$\begin{cases} \text{Etage courant : } a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \\ 1^{\text{er}} \text{ Niveau : } a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \end{cases}$$

La 2<sup>ème</sup> formule de « a » n'est valable que pour un poteau encasté.

## 4. Calcul des rigidités des poteaux (r)

$$r = a \cdot \frac{12EI}{h_e^3} \text{ Avec : } E : \text{Module de Young du béton armé ;}$$

$I$  : Inertie du poteau considéré ;

## 5. Calcul des rigidités relatives de niveau

$$R_j = \sum_{i=1}^K a_i \cdot \frac{12EI_i}{h_j^3} \text{ Avec : } R_j : \text{Rigidité relative d'un portique de niveau « j » ;}$$

$I_i$  : Inertie du poteau « i ».

### ✓ Portiques longitudinaux (sens x-x)

La section des poteaux pour chaque niveau est :

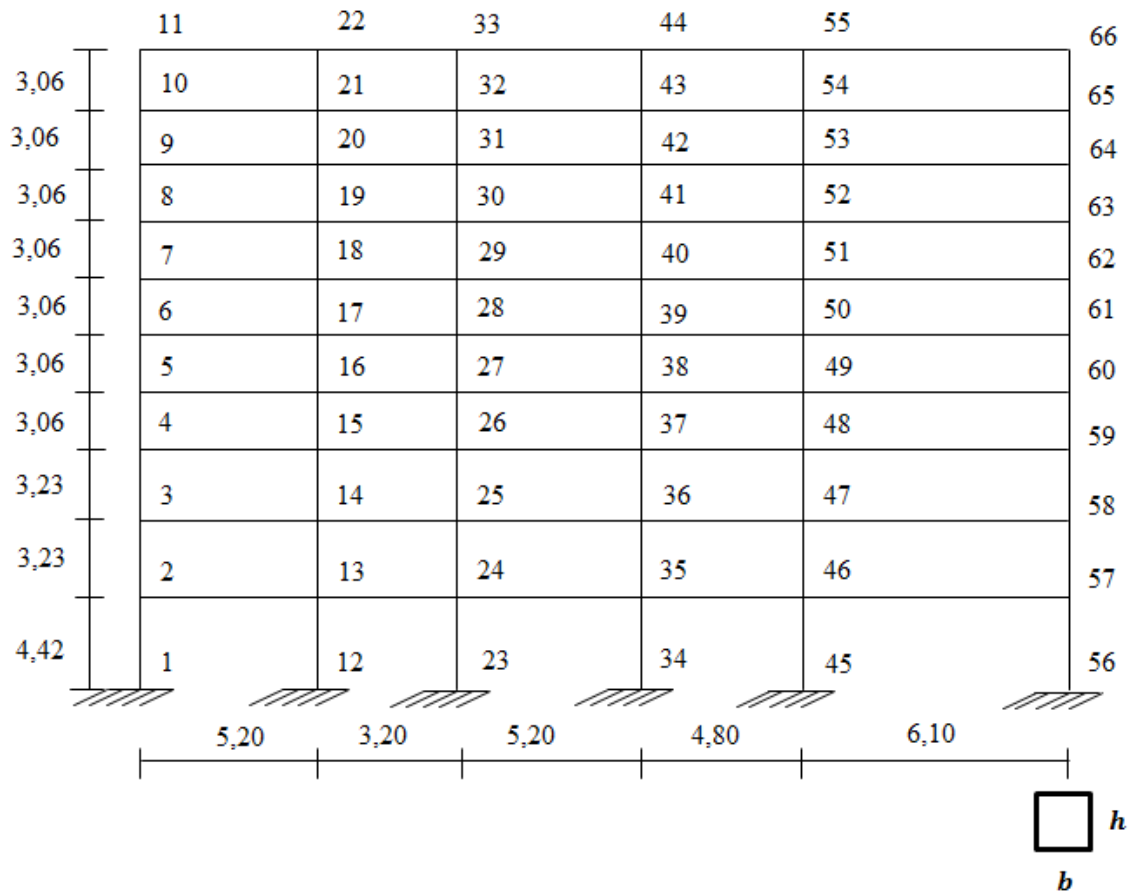
- Sous-sol01, 02 et RDC : **(45\*50) cm<sup>2</sup>** ;
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : **(40\*45) cm<sup>2</sup>** ;
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : **(35\*40) cm<sup>2</sup>** ;
- 6<sup>ème</sup> et dernier étage : **(30\*35) cm<sup>2</sup>**.

Les inerties sont donc :

- Sous-sol01, 02 et RDC :  $I = 46,875 \cdot 10^{-4} (m^4)$  ;
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :  $I = 30,375 \cdot 10^{-4} (m^4)$  ;
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :  $I = 18,667 \cdot 10^{-4} (m^4)$  ;
- 6<sup>ème</sup> et dernier étage :  $I = 10,718 \cdot 10^{-4} (m^4)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (IV.1) ci-après :

Figure IV.2 (coupe A-A) : vue en élévation (sens x-x) de la structure.



Niveau	Poteau	$h_e$ (m)	$I_{pot}$ $\times 10^{-4}$ ( $m^4$ )	$K_p$ $\times 10^{-4}$ ( $m^3$ )	$\bar{K}$	$a_i$	$r_i$ $\times E10$	$R_j$ $\times E10^{-4}$	$X_{cj}$ (m)
<b>Sous-sol02</b>	1-2	4,42	46,875	10,60	0,145	0,30	1,954	<b>13,413</b>	<b>11,738</b>
	12-13				0,380	0,369	2,403		
	23-24				0,380	0,369	2,403		
	34-35				0,302	0,348	2,266		
	45-46				0,280	0,342	2,227		
	56-57				0,247	0,332	2,162		
<b>Sous-sol01 et RDC</b>	2-3	3,23	46,875	14,51	0,212	0,095	1,598	<b>16,049</b>	<b>10,955</b>
	13-14				0,556	0,217	3,621		
	24-25				0,556	0,217	3,621		
	35-36				0,441	0,180	3,004		
	46-47				0,410	0,170	2,837		
	57-58				0,180	0,082	1,368		
<b>1<sup>er</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage et 3<sup>ème</sup> étage</b>	4-5	3,06	30,375	9,926	0,309	0,133	1,691	<b>16,533</b>	<b>11,006</b>
	15-16				0,813	0,289	3,676		
	26-27				0,813	0,289	3,676		
	37-38				0,645	0,243	3,090		
	48-49				0,600	0,230	2,925		
59-60	0,264	0,116	1,475						

<b>4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage</b>	7-8	3,06	18,667	6,076	0,506	0,201	1,565	<b>14,398</b>	<b>11,081</b>
	18-19				1,328	0,399	3,107		
	29-30				1,328	0,399	3,107		
	40-41				1,054	0,345	2,687		
	51-52				0,980	0,328	2,554		
	63-64				0,431	0,177	1,378		
<b>6<sup>ème</sup> étage et dernier étage</b>	9-10	3,06	10,71 8	3,502	0,879	0,305	1,368	<b>11,582</b>	<b>11,176</b>
	20-21				2,306	0,535	2,399		
	31-32				2,306	0,535	2,399		
	42-43				1,830	0,477	2,139		
	53-54				1,701	0,459	2,058		
	65-66				0,749	0,272	1,219		

Tableau IV.3 : calcul des rigidités relatives des portiques dans le sens (x-x).

➤ Calcul de l'abscisse du centre de torsion

$$X_c = \frac{\sum_j R_{jx} \times d_{xj}}{\sum_j R_{jx}}$$

✓ Portiques transversaux (sens y-y)

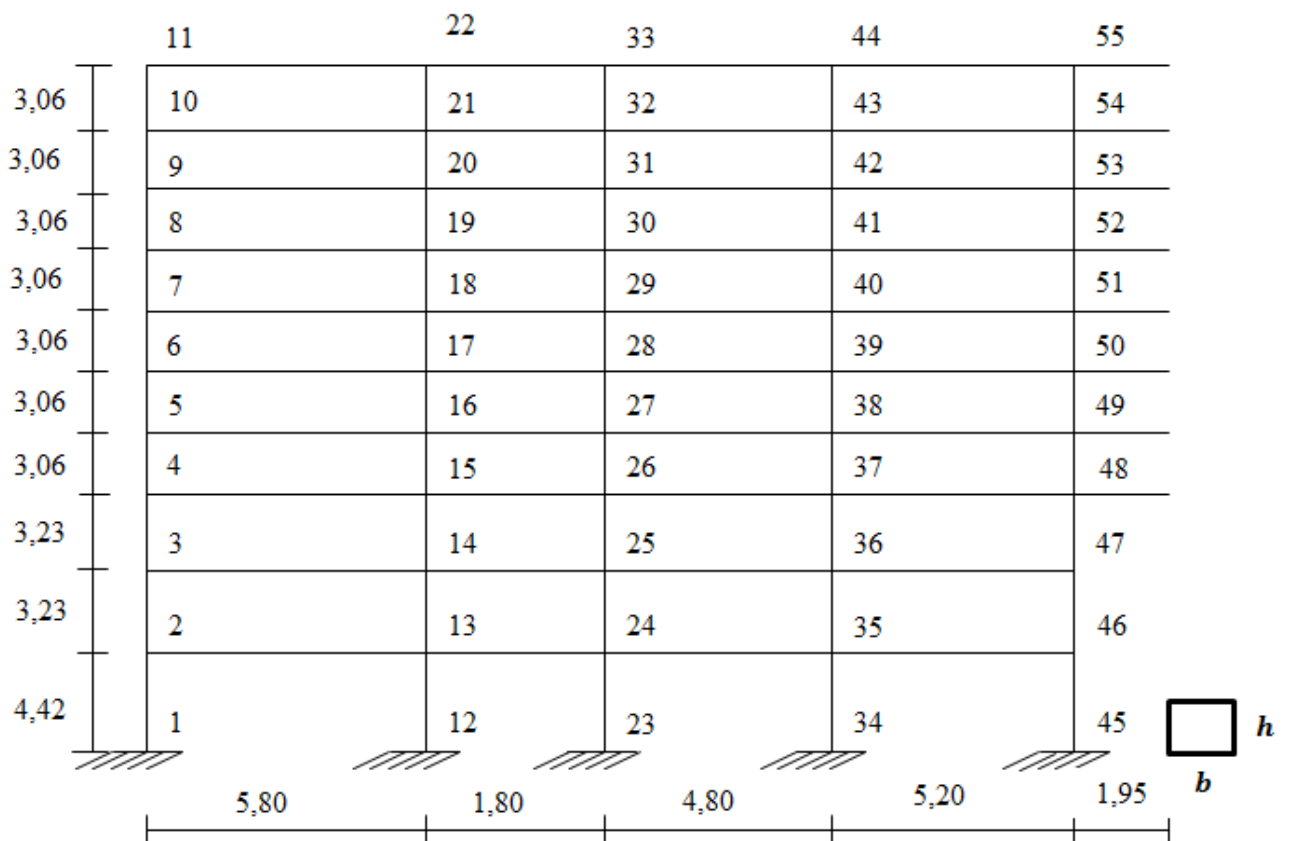


Figure IV.3 (coupe A-A) : vue en élévation (sens y-y) de la structure.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Poteau	$h_e$ (m)	$I_{pot}$ $\times 10^{-4}$ ( $m^4$ )	$K_p$ $\times 10^{-4}$ ( $m^3$ )	$\bar{K}$	$a_i$	$r_i$ $\times E10^{-4}$	$R_j$ $\times E10^{-4}$	$Y_{cj}$ (m)
<b>Sous-sol02</b>	1-2	4,42	37,96	8,59	0,228	0,326	1,720	<b>11,676</b>	<b>9,172</b>
	12-13				0,964	0,493	2,601		
	23-24				1,012	0,501	2,643		
	34-35				0,531	0,407	2,147		
	45-46				0,934	0,488	2,574		
<b>Sous-sol01 et RDC</b>	2-3	3,23	37,96	11,75	0,333	0,142	1,919	<b>19,131</b>	<b>11,392</b>
	13-14				1,409	0,413	5,583		
	24-25				1,480	0,425	5,746		
	35-36				0,776	0,279	3,772		
	46-47				0,372	0,156	2,109		
<b>1<sup>er</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage et 3<sup>ème</sup> étage</b>	4-5	3,06	24	7,843	0,499	0,199	2,000	<b>21,198</b>	<b>10,021</b>
	15-16				2,113	0,513	5,156		
	26-27				2,218	0,525	5,277		
	37-38				1,163	0,367	3,688		
	48-49				2,047	0,505	5,075		
<b>4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage</b>	7-8	3,06	14,29	4,67	0,838	0,295	1,765	<b>16,219</b>	<b>9,554</b>
	18-19				3,548	0,639	3,824		
	29-30				3,725	0,650	3,890		
	40-41				1,953	0,494	2,956		
	51-52				3,437	0,632	3,782		
<b>6<sup>ème</sup> étage et dernier étage</b>	9-10	3,06	7,875	2,573	1,520	0,431	1,421	<b>11,085</b>	<b>9,379</b>
	20-21				6,439	0,763	2,516		
	31-32				6,760	0,771	2,542		
	42-43				3,544	0,639	2,107		
	53-54				6,238	0,757	2,496		

Tableau IV.4 : calcul des rigidités relatives des portiques (sens y-y).

➤ Calcul de l'ordonnée du centre de torsion ( $Y_c$ )

$$Y_c = \frac{\sum_j R_{jy} \times d_{yj}}{\sum_j R_{jy}}$$

#### IV.4 : Calcul de l'excentricité

✓ L'excentricité ( $e'$ ) d'après RPA

$e' = 5\%L$  ou :  $L$  : est la plus grande dimension du bâtiment.

$L = 24,89m \Rightarrow e' = 0,05 \times 24,89m = 1,244$ .

$$\text{Tel que } \begin{cases} e_x = X_G - X_c \\ e_y = Y_G - Y_c \end{cases}$$

**Tableau IV.5 : vérification de l'excentricité (e) selon RPA.**

niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité e'		Vérification selon RPA
	$X_G$	$Y_G$	$X_c$	$Y_c$	$e_x$	$e_y$	$e < e' = 0,05L$
Sous-sol02	12,4	6,914	11,738	9,172	0,662	-2,264	Non vérifiée
s-s01 et RDC	12,4	6,914	10,955	11,392	1,445	-4,478	Non vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	12,4	6,914	11,006	10,022	1,394	-3,107	Non vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	12,4	6,914	11,081	9,554	1,319	-2,64	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages	12,4	6,914	11,176	9,379	1,224	-2,465	Non vérifiée

### Conclusion

La connaissance de la position du centre de rigidité par rapport au centre de masse qui est une caractéristique géométrique constante (qu'on ne peut pas changer) est un avantage capital qui nous permettra la bonne disposition du système de contreventement. Ainsi ce chapitre est une initiative primordiale pour le chapitre qui suivra de notre projet.

On remarque que l'excentricité est importante dans le sens (y-y), ce qui va être un obstacle pour la disposition des voiles de contreventement.

L'utilité de ce chapitre sera marquante dans le chapitre suivant qui va être consacré pour l'étude sismique de la structure dont on s'est confié comme projet de fin d'étude.

## Chapitre V : étude sismique

---

### V.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel dont sa survenance a rendu âme à plusieurs vies humaines. L'étude de l'ingénierie vis-à-vis du séisme a toujours été un handicap pour sa conception ainsi que pour le progrès du domaine de la construction, car sa prévention est très peu probable et son apparition est improvisée. Les dégâts qu'un séisme engendre peuvent être destructifs, raison pour laquelle les règlements en vigueur sont très exigeants.

L'épicentre d'un séisme est le point central en surface de la terre, l'hypocentre est le foyer souterrain situé perpendiculairement sous l'épicentre et correspond à l'origine du séisme.

Un séisme peut prendre naissance en profondeur (séisme profond) au moment où son hypocentre se situe à un enfoncement supérieur à 300 km, ou en surface (séisme superficiel) quand la profondeur de son hypocentre n'excède pas 100 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés (pertes matérielles et humaines) ainsi que des transformations géologiques peuvent surgir, ces effets et transformations sont principalement fonction de l'intensité de ces derniers: ils peuvent être à l'origine de vastes cassures appelées « failles ».

Le Nord de l'Algérie est une région susceptible au séisme (03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5,5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu ces dix dernières années), ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels (ruine de constructions) et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, si ce n'est que celles-ci (constructions) ne soient conçues et construites de manières conformes vis-à-vis des normes parasismiques actuelles (RPA99/version 2003) pour résister aux secousses sismiques.

### V.2. Objectifs et exigences

Les exigences primordiales, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci s'ajoutent des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie qui sont non seulement des caractéristiques géométriques mais aussi mécaniques de la structure.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :



- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'ELS.

### **V.3. Les méthodes de calcul**

Les règles parasismiques (RPA99 version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies, car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

### **V.4. Analyse sismique de la structure**

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

#### V.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Article 4.2.4}). [2]$$

$$2- \quad T_2 = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :  $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 32,30 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \dots\dots\dots (\text{tableau 4.6}) [2]$$

D'où :  $T_1 = 0,677 \text{ (s)}$ .

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

Sens (x) :  $D = 24,89 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0,582 \text{ (s)}$ ;

Sens (y) :  $D = 23,40 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0,60 \text{ (s)}$ .

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,677; 0,582) = 0,756 \text{ (s)} \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,677; 0,60) = 0,78 \text{ (s)} \end{cases}$$

#### V.4.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{(Article .4.2.3). [2]}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique..... (tableau 4.1) [2]

Dans notre cas :  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone de moyenne sismicité : } II_a \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$

**Q** : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots \text{(Article .4.2.3). [2]}$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

**Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pq.**

Critère Q	Valeurs de P <sub>q</sub> (x)		Valeurs de P <sub>q</sub> (y)	
	Critères observés	Critères non observés	Critères observés	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de la construction	oui	0	oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,15$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Article 4.2.3}). [2]$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a un Sol meuble (Site S2)  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 (s); \\ T_2 = 0,40 (s). \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (\text{Art 4.2.3}). [2]$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%.$  (Article 4.2.3) [2]

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10\%.$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,50\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$

$T$  : Est la période fondamentale de la structure, tel que :  $\begin{cases} T_{Sx} = 0,756 (s) \\ T_{Sy} = 0,78 (s) \end{cases}$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,4}{0,756}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,334 & \text{Car } 0,582 \leq T \leq 3,0 s \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,4}{0,78}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,306 \end{cases}$$

$W$  : Poids total de la structure ;

$$W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots\dots\dots \text{(Article .4.2.3). [2]}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Surcharge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Concernant notre projet on a:

- $\beta = 0,2$  Pour les étages à usage d'habitation.
- $\beta = 0,6$  Pour les étages à usage commercial.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

**Tableau V.2 : Poids des différents niveaux.**

Etage	$W_{Gi}$ (KN)	$W_{Qi}$ (KN)	$\beta W_{Qi}$ (KN)	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (KN)
7 <sup>ème</sup>	6679,203	826,016	165,2032	6844,4062
6 <sup>ème</sup>	12471,442	2240,634	448,1268	12919,5688
5 <sup>ème</sup>	17844,337	3535,231	707,0462	18551,3832
4 <sup>ème</sup>	24317,484	5035,682	1007,1364	25324,6204
3 <sup>ème</sup>	30090,285	6329,003	1265,8006	31356,0856
2 <sup>ème</sup>	34806,558	7366,131	1473,2262	36279,7842
1 <sup>er</sup>	40330,805	8562,902	1712,5804	42043,3854
RDC	47356,188	10089,141	2017,8282	49374,0162
Sous-sol01	55666,975	12364,594	2472,9188	58139,8938
				<b>58139,893</b>

Donc le poids total de la structure est estimé à :  $W=58139,893$ .

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,334 \times 1,15}{5} \times 58139,893; \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,306 \times 1,15}{5} \times 58139,893. \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 2675,772 \text{ KN}; \\ V_y = 2619,609 \text{ KN}. \end{cases}$$

#### V.4.3.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. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

##### V.4.3.1. Principe de la méthode

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Article .4. 3.3). [2]}$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

Pour ce qui est le cas de notre étude, le spectre de réponse est donné par le spectre de RPA99. (Figure V.1.), le graphe donne  $\frac{S_a}{g}$  en fonction du temps.

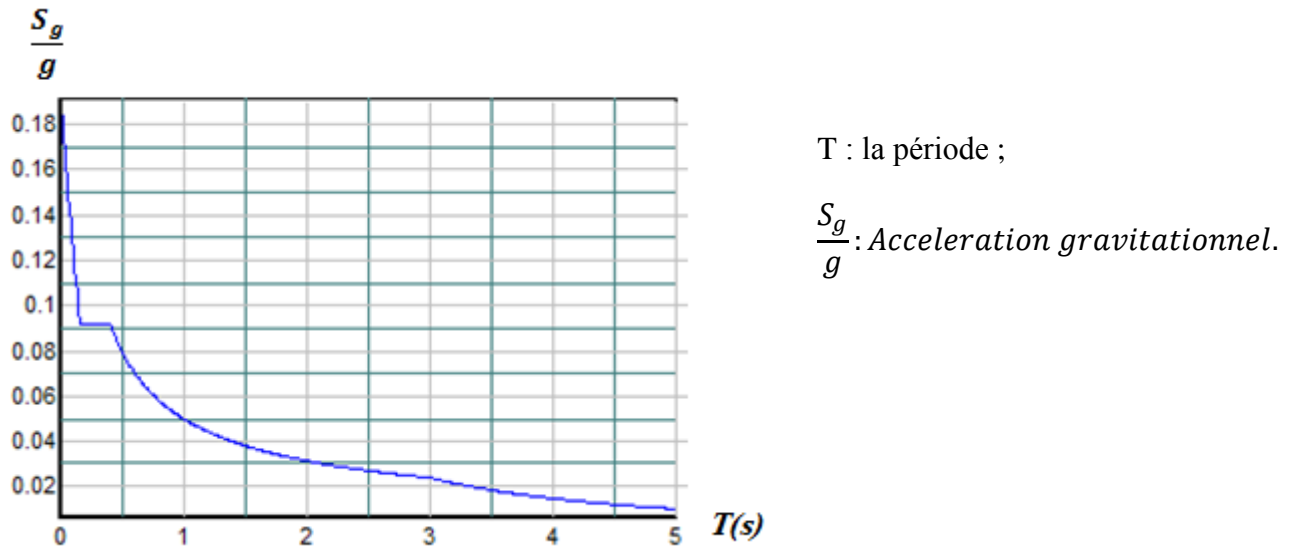


Figure V.1: spectre de réponse

#### V.4.3.2. Les hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 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.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000.

##### ➤ Description du logiciel SAP2000

Notre structure sera modélisée avec le logiciel **SAP2000 version 14**. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de la charge sismique (faire coïncider le centre de torsion avec le centre masse), tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99/version2003 (période de vibration, interaction voiles portiques, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

- **Caractéristiques géométriques de la structure**

Tableau V.3 caractéristiques géométriques de la structure.

Niveau Zi (m)	Surface Ai (m <sup>2</sup> )	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	I <sub>X</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>XY</sub> (m <sup>4</sup> )
4,42	258,204	14,57	12,69	5287,173	6466,121	-575,916
7,65	457,45	12,46	9,65	16579,837	19882,137	592,407
10,88	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
13,94	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
17	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
20,06	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
23,12	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
26,18	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
29,24	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116
32,3	383,636	12,73	11,74	9973,552	16194,384	-40,116

**A<sub>i</sub>** : Surface du plancher au niveau i.

**X<sub>G</sub>** : Abscisse du centre de gravité du niveau.

**Y<sub>G</sub>** : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

**I<sub>X</sub>** : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

**I<sub>Y</sub>** : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

**N.B :**

Puisque le champ gravitationnel est uniforme ⇒ le centre de gravité coïncide avec le centre de masse.

➤ **Calcul des caractéristiques des nœuds principaux**

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y)$$



**Remarque**

Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles), parce que le logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 caractéristiques des nœuds principaux.**

Zi(m)	A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	I <sub>X</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Y</sub> (m <sup>4</sup> )	W <sub>i</sub> (KN)	m <sub>i</sub> (t)	I <sub>mz</sub> (t.m <sup>2</sup> )
4,42	258,204	5287,173	6466,121	2805,462	28,590	1301,399
7,65	457,45	16579,837	19882,137	4053,913	41,324	2818,723
10,88	383,636	9973,552	16194,384	2541,324	25,905	1265,127
13,94	383,636	9973,552	16194,384	2671,151	27,228	1857,230
17	383,636	9973,552	16194,384	2671,151	27,228	1857,230
20,06	383,636	9973,552	16194,384	2671,151	27,228	1857,230
23,12	383,636	9973,552	16194,384	2618,184	26,688	1820,397
26,18	383,636	9973,552	16194,384	2559,074	26,086	1779,470
29,24	383,636	9973,552	16194,384	2554,484	26,039	1776,128
32,3	383,636	9973,552	16194,384	2782,684	28,365	1934,783

➤ **Disposition des voiles**

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais et changement des sections des poteaux calculées au 2<sup>ème</sup> chapitre, on a retenu la représentation ci-dessous .cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode qui est une translation suivant le sens x-x et au deuxième mode qui une translation suivant le sens y-y, et de répondre favorablement aux conditions du RPA99/version 2003.

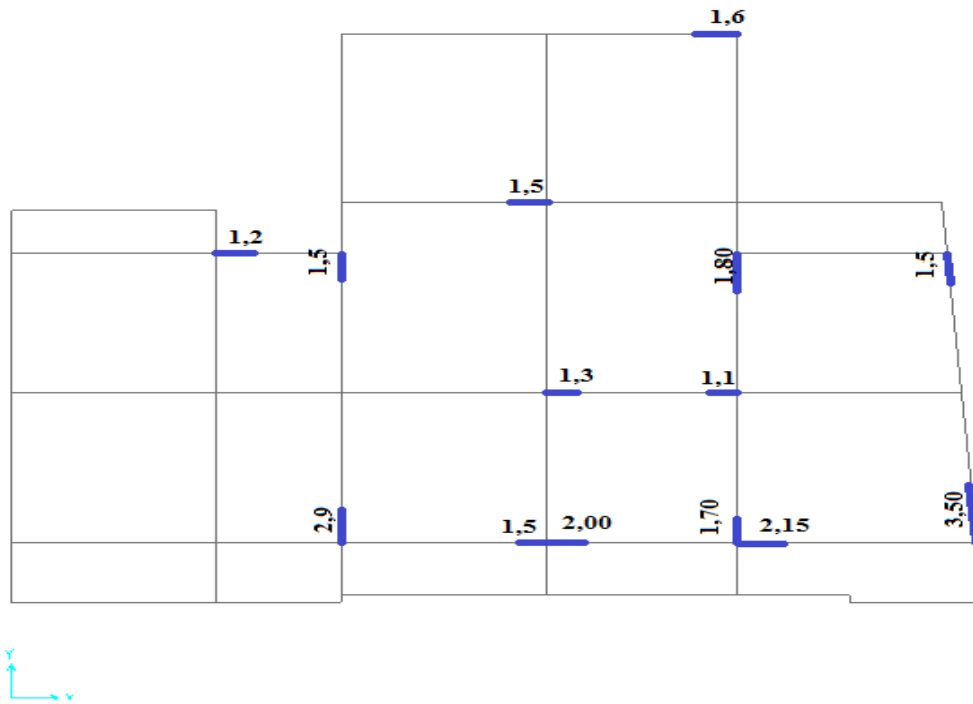


Figure V. 2 : Disposition des voiles et largeur des voiles pour le RDC, 1<sup>er</sup> à 5<sup>ème</sup> étage.

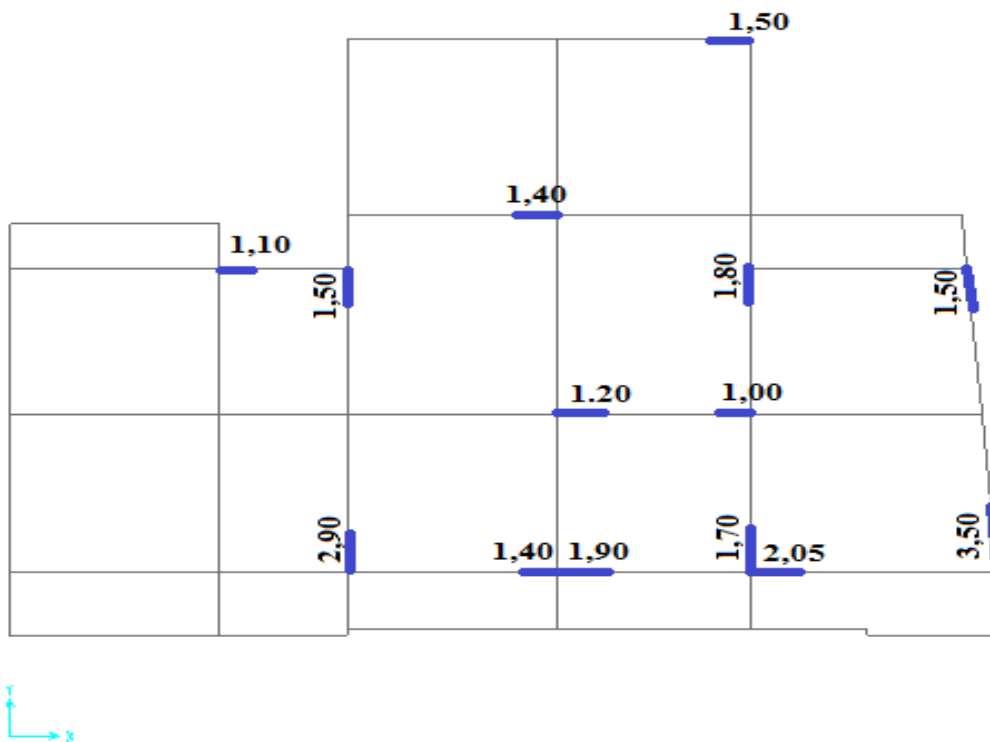
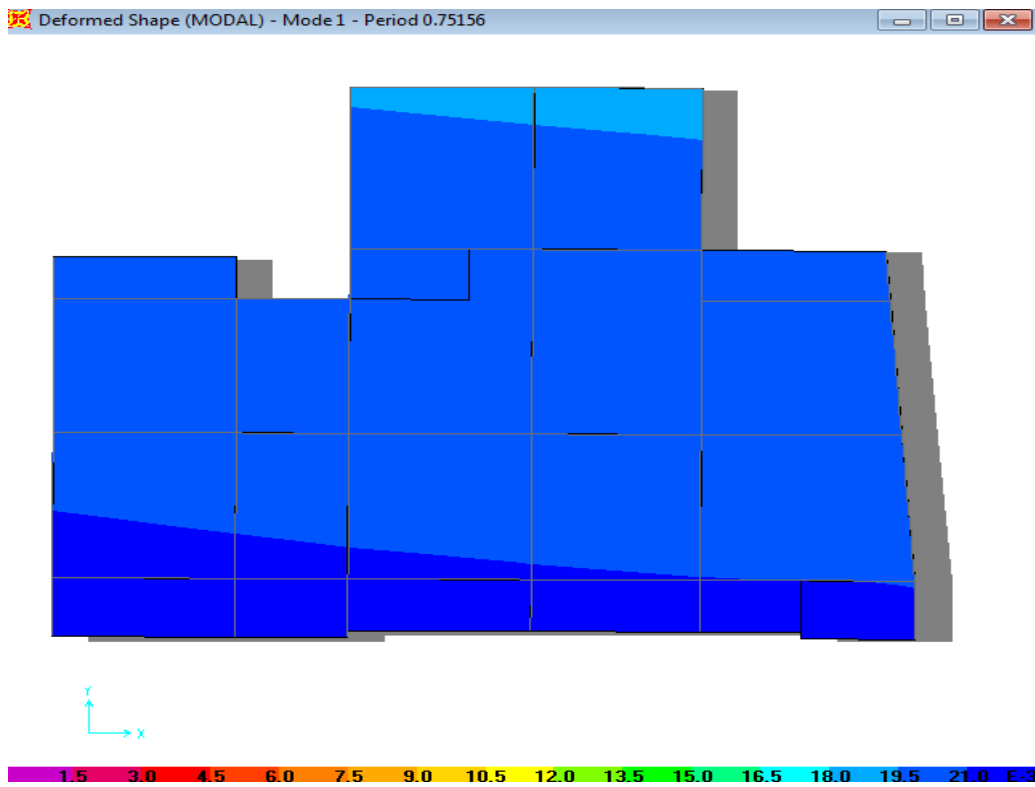
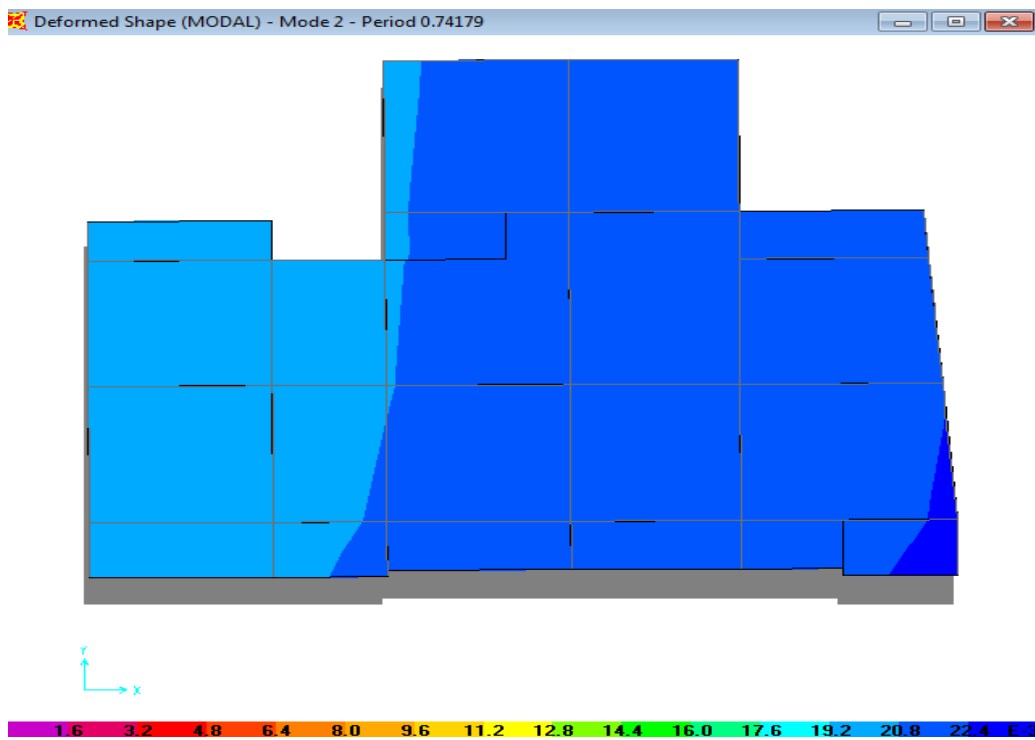


Figure V. 3 : Disposition des voiles et largeur des voiles pour le 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.0.0**



**Figure V.4 : 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)**



**Figure V.5.: 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)**

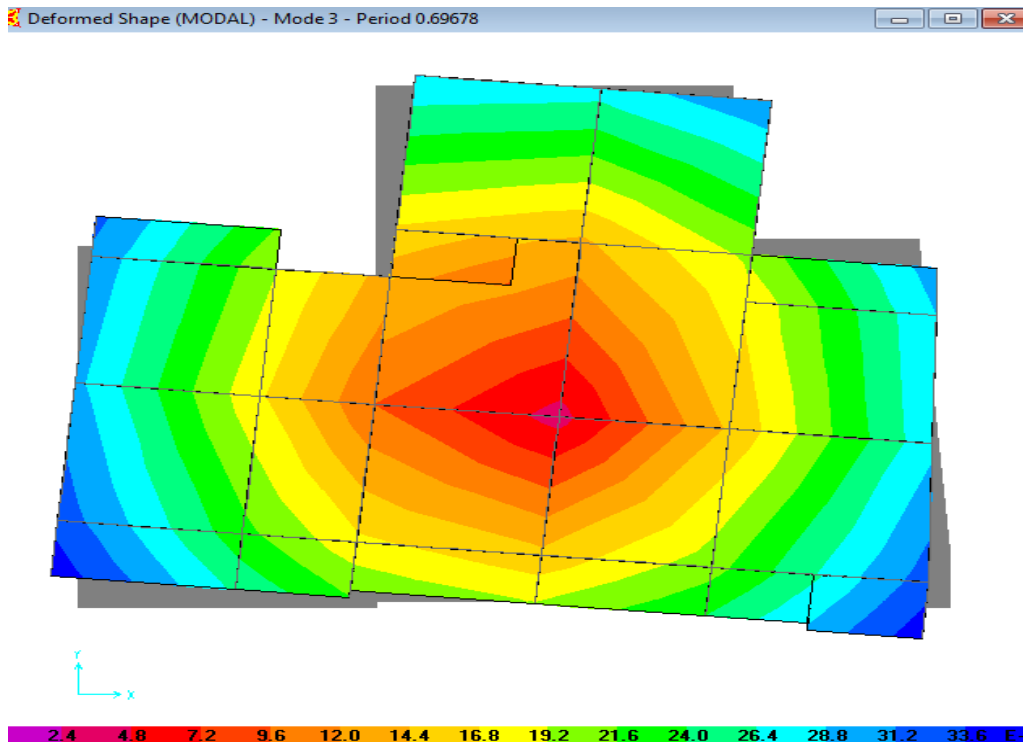


Figure V.6. : 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau V.5 : Période de vibration et taux de participation massique

mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,751	0,72306	0,00697	3,689E-09	0,72306	0,00697	3,689E-09
2	0,741	0,00786	0,70187	0,00001788	0,73092	0,70884	0,0000178
3	0,696	0,00166	0,00036	3,393E-07	0,73258	0,70919	0,0000182
4	0,280	0,000000756	0,0000363	0,00037	0,73258	0,70923	0,00039
5	0,280	1,663E-08	1,608E-07	0,00013	0,73258	0,70923	0,00052
6	0,244	0,00008286	0,00023	0,00028	0,73267	0,70946	0,0008
7	0,234	0,09288	0,01682	0,00001507	0,82555	0,72628	0,00082
8	0,227	0,02534	0,08138	0,00007121	0,85089	0,80767	0,00089
9	0,200	0,00003216	0,03206	0,00005206	0,85092	0,83973	0,00094
10	0,197	0,00045	0,0038	0,00000613	0,85137	0,84352	0,00095
11	0,184	0,00051	0,00037	0,00000116	0,85188	0,8439	0,00095
12	0,163	0,00107	0,0000091	1,007E-08	0,85295	0,84391	0,00095

13	0,138	3,425E-08	4,343E-07	1,247E-10	0,85295	0,84391	0,00095
14	0,125	0,02034	0,02133	0,00016	0,87329	0,86524	0,00111
15	0,119	0,03495	0,01708	0,00004178	0,90824	0,88233	0,00115
16	0,114	0,000002264	0,0000360	3,601E-10	0,90824	0,88236	0,00115
17	0,110	0,00007408	0,0000126	0,01042	0,90832	0,88237	0,01157
18	0.106859	0,000001687	0,00000544	0,03489	0,90832	0,88238	0,04646
19	0.105173	0,00003166	0,00000749	0,00202	0,90835	0,88239	0,04848
20	0.104904	0,000006288	0,00000190	0,00016	0,90836	0,88239	0,04864

## V.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

### V.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

- Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

#### ✓ Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau V.6 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.**

Etage	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol1	73363,748	20333,557	78,298	21,701
RDC	61529,563	17535,002	77,821	22,178
1 <sup>er</sup> étage	49225,715	18065,226	73,153	26,846
2 <sup>ème</sup> étage	46228,477	15922,574	74,380	25,619
3 <sup>ème</sup> étage	36739,937	13375,452	73,310	26,689

4 <sup>ème</sup> étage	29756,982	10625,144	73,688	26,311
5 <sup>ème</sup> étage	22256,645	7136,056	75,721	24,278
6 <sup>ème</sup> étage	15028,475	51689,920	74,402	25,598
7 <sup>ème</sup> étage	7681,873	2524,076	74,913	25,087

Donc l'interaction sous charges verticales n'est vérifiée.

✓ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
					(KN)	(KN)		
Sous-sol1	1224,987	1292,408	48,660	51,3391	1287,627	1172,402	52,341	47,658
RDC	1078,683	1341,277	44,574	55,4256	1206,121	1191,826	50,298	49,701
1 <sup>er</sup> étage	906,275	1405,331	39,205	60,7946	995,639	1275,697	43,835	56,165
2 <sup>ème</sup> étage	917,263	1245,516	42,411	57,5887	1069,14	1054,529	50,344	49,656
3 <sup>ème</sup> étage	877,207	1100,861	44,346	55,6533	1042,879	900,849	53,653	46,346
4 <sup>ème</sup> étage	766,768	946,141	44,764	55,2359	948,573	737,747	56,251	43,748
5 <sup>ème</sup> étage	702,487	621,957	53,040	46,9599	869,7	472,373	64,802	35,197
6 <sup>ème</sup> étage	405,399	612,839	39,813	60,1862	531,44	465,035	53,332	46,668
7 <sup>ème</sup> étage	381,508	215,192	63,936	36,0637	494,98	121,308	80,316	19,683

L'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

## V.5.2. Justification de la non-vérification de l'interaction sous charges verticales

### a. Inconvénients du contreventement par voiles

Le contreventement par voiles porteurs est le deuxième recourt aux systèmes de contreventement dans le cas où le contreventement mixte s'avère inconvenable. Considérablement les inconvénients du 2<sup>nd</sup> système (par voiles porteurs) sont percevables, on peut citer :

- **L'économie**

Le volume du système de contreventement par voiles porteurs est important comparant à celui d'un système conçu avec contreventement mixte pour une même période de vibration. Ainsi le coût de revient est évidemment plus élevé pour la réalisation du 1<sup>er</sup> système cité (une invariante a été modélisée et comparer au contreventement mixte) ;

- **La nature du béton armé**

L'isolation thermique et phonique (bruits d'impact) est minime dans le B.A, car l'introduction d'un isolant dans un élément porteur (voile) est impraticable voire impossible et sa caractéristique physique (compacité) favorise ce genre de transmission phonique et énergétique.

### b. Le groupe d'usage pour lequel notre structure a été conçue

Les deux premiers sous-sols et le RDC ont été élaborés pour le groupe d'usage 1B (parking et commerce), ce qui suggère des ouvertures importantes (plus de 3 mètres pour les entrées des garages), ceci engendre l'impossibilité de réalisation de voiles de grandes largeur surtout dans le sens d'orientation de ces dernières-ouvertures-(sens (x-x)).

### c. Les exigences du règlement en en question (RPA)

En effets les prétentions prescrites dans les règlements vaillants sur la bonne conception et réalisation des structures en béton armé en particulier et constructions civil en générale sont très sévères (des coefficients de pondération allons jusqu'à 50%).

En plus des raisons citées ci-dessus, l'interaction du système de contreventement voiles-portiques n'est pas loin d'être vérifiée (l'écart de la différence est de l'ordre de 6%), prétextes pour lesquels on a opté pour le contreventement mixte.

### V.5.3 Vérification de l'effort normal réduit

: Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition du RPA/version 2003 (Art : 7.1.3.3) suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Pour notre cas Cette vérification donne les résultats suivants:

**Tableau V.8 : Vérification de l'effort normale réduit**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v (KN)	Observation
Ss1+RDC	75x70	3221,414	0,245	Vérifiée
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étage + 4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étage	65x60	2241,152	0,229	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étage	55x50	677,2	0,098	vérifiée

#### ➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  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  $V_{st}$ , nous avons :

**Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base**

	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	observation
Sens xx	2675,772	2516,881	0,940	Vérifie
Sens yy	2619,609	2458,252	0,938	Vérifie



### V.5.4. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \dots\dots\dots \text{(Article 4.43) [2]}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \quad \dots\dots\dots \text{(Article 5.10) [2]}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.10 : vérification des déplacements.**

Etage	R	$h_k$ (cm)	Sens x-x				Sens y-y			
			$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%* $h_k$ (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%* $h_k$ (cm)
7 <sup>ème</sup>	5	306	1,130	5,650	0,400	3,06	1,172	5,860	0,630	3,06
6 <sup>ème</sup>	5	306	1,050	5,250	0,520	3,06	1,046	5,230	0,705	3,06
5 <sup>ème</sup>	5	306	0,946	4,730	0,630	3,06	0,905	4,525	0,750	3,06
4 <sup>ème</sup>	5	306	0,820	4,100	0,720	3,06	0,755	3,775	0,790	3,06
3 <sup>ème</sup>	5	306	0,676	3,380	0,790	3,06	0,597	2,985	0,805	3,06
2 <sup>ème</sup>	5	306	0,518	2,590	0,825	3,06	0,436	2,180	0,770	3,06
1 <sup>ème</sup>	5	306	0,353	1,765	0,795	3,06	0,282	1,410	0,670	3,06
RDC	5	323	0,194	0,970	0,675	3,23	0,148	0,740	0,520	3,23
Sous-sol1	5	323	0,059	0,295	0,295	3,23	0,044	0,220	0,220	3,23

Les résultats résumés dans le tableau ci-dessus montrent que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0,875 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm}$$

## V.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 peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \dots\dots\dots \text{(Article 5.9) [2]}$$

Tel que :

$p_k$  : 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 ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-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 résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.11 : Vérification a L'effet P-Δ.**

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
Sous-sol01	323	58139,893	0,40	2517,4	0,028	0,630	2460,03	0,046
RDC	323	49374,016	0,520	2419,96	0,032	0,705	2397,95	0,044
1 <sup>er</sup> étage	306	42043,385	0,630	2311,61	0,037	0,750	2271,34	0,045
2 <sup>ème</sup> étage	306	36279,784	0,720	2162,78	0,043	0,790	2123,67	0,044
3 <sup>ème</sup> étage	306	31356,085	0,790	1978,07	0,040	0,805	1943,73	0,042
4 <sup>ème</sup> étage	306	25324,620	0,825	1712,91	0,039	0,770	1686,32	0,037

5 <sup>ème</sup> étage	306	18551,383	0,795	1324,44	0,036	0,670	1342,07	0,030
6 <sup>ème</sup> étage	306	12919,568	0,675	1018,24	0,027	0,520	996,475	0,022
7 <sup>ème</sup> étage	306	6844,460	0,295	596,7	0,011	0,220	616,288	0,0079

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0,1 donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure.

## V.7. CONCLUSION

La complexité de la structure (forme géométrique) est toujours un handicap pour sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre qui permettent de prévoir son comportement en cas de séisme. L'architecte doit le plus possible concevoir symétrique (on dit que l'architecte adore les formes complexes, le séisme aussi) ainsi la tâche de l'ingénieur en GC sera moins pesante et le comportement de la structure moins susceptible au séisme. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions des voiles nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99/version 2003 (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit) malgré que la justification vis-à-vis de l'interaction verticale n'est pas confirmée mais éprouvée par les justifications citées au-dessus **V.5.2**

Les sections des différents poteaux et poutres ont été revues à la hausse pour que impératifs du RPA soient satisfaits.

## Chapitre VI : étude des éléments principaux

### VI.1.Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit être réalisée de façon à résister avant le séisme et s'attarder après un violent tremblement de terre, et cela grâce à ces éléments destinés au contreventement (voiles, poteaux, poutres), la durée de ce retardement que doit assurer une structure dépend du type de groupe d'usage pour lequel elle a été conçue. Cependant ces éléments doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

### VI.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrillage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{corr}}$ ).
- L'effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).
- L'effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- |                   |                  |   |
|-------------------|------------------|---|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | (E.L.U)          |   |
| 2) $G + Q$        | (E.L.S)          |   |
| 3) $G + Q + E$    | } (Accidentelle) | } |
| 4) $G + Q - E$    |                  |   |
| 5) $0,8G + E$     |                  |   |
| 6) $0,8G - E$     |                  |   |

#### VI.2.1.Les recommandations du RPA 99/2003

- a) **Les armatures longitudinales** ..... Art (7.4.2.1) [2]

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone II<sub>a</sub>.
- Le pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4 % de la section du poteau en zones courantes.
  - ✓ 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  en zone II<sub>a</sub>.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II<sub>a</sub>.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

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.I :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage ;

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

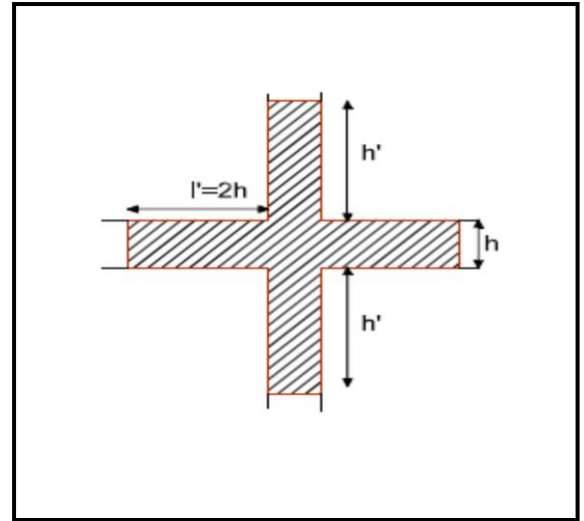


Fig.VI.1 : schémas de la zone nodale.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	
			zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol01, RDC	75 × 70	42	210	315
Du 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	65 × 60	31,2	156	234
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55 × 50	22	110	165

Tableau VI.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots (\text{Art 7.4.2.2}) [2]$$

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.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par 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 :  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIa ..... (Art 7.4.2.2) [2]

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

✓  $A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

✓  $A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 3$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  : Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction

de la déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum ; .....(Art 7.4.2.2) [2]

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. .... (Art 7.4.2.2) [2]

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

### VI.2.2.sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 après modélisation (chapitre V). Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	Section	M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol01 et RDC	75×70	-268,413	-2187,159	-4442,647	-17,948	78,537	7.799
1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , Et 5 <sup>eme</sup> étage	65×60	-249,363	-1538,186	-3088,272	-0.81	-157,44	23,146
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage	55×50	143,872	-246,638	-931,387	21,376	-14,14	-26,520

Tableau VI. 2 : Les sollicitations maximales dans les poteaux.

### VI.2.3.ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

#### a) Armatures longitudinales

##### ➤ Exemple de calcul

Soit les poteaux du sous-sol 01 :

$$b = 70\text{cm}, h = 75\text{cm}$$

$$d = 65\text{cm}, d' = 5\text{cm}$$

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

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$N^{max} = -4442,647 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = -17,948 \text{ KN.m}$$

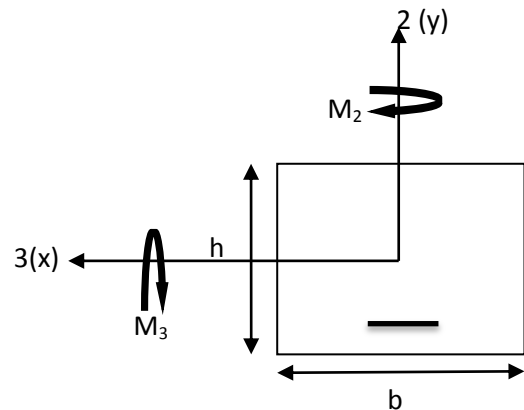
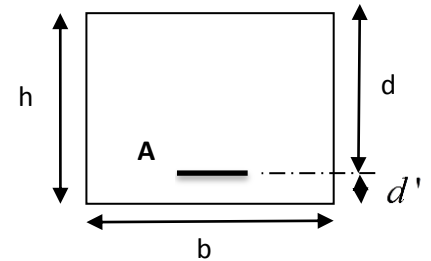
$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17,948}{4442,64} = 4,03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37,5 \text{ cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = N_U (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1239,675 \text{ KN.m}$$



$$A = 1425,913KN.m$$

$$B = 1582,323KN.m$$

$A < B$  Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1239,675 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65^2 \times 0,7} = 0,295 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,449 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 4,290 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,533m.$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1239,675 \times 10^{-3}}{0,533 \times 348} = 66,834cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 66,834 - \frac{4442,647 \times 10^{-3}}{400} = -44,231cm^2 < 0$$

$$A_s = 0cm^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux.**

Niveau	Sections	M (KN.m)	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
Sous-sol1 et RDC	75×70	7,799	78,537	3,952	42	45,72	12HA20+4HA16
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	65×60	23,146	157,440	0,411	31,2	36,68	4HA20+12HA16
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55×50	26,520	14,14	2,665	22	27,46	6HA16+10HA14



**b) Armatures transversales****➤ Exemple de calcul**

On prend pour exemple de calcul le poteau du sous-sol01 ( $75 \times 70 \text{ cm}^2$ ):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,23}{0,75} = 3,014 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 159,735 \times 10^{-3} \times 20}{75 \times 400} = 3,99 \text{ cm}^2$$

**✓ Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

**✓ Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$

**✓ Quantité d'armature minimale**

On a :  $\lambda_g > 5$ , d'où :

$$\text{-zone nodale : } A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(10 \times 70) = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{-zone courante : } A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(20 \times 70) = 7 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **7HA12=7,91cm<sup>2</sup>**

**c) Résultats de ferrailage des armatures transversales**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.**

Niveau	S.S01 et RDC étage	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	75×70	65×60	55×50
$\phi_t^{\min}$ (cm)	2	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	2,261	2,142	2,142
$\lambda g$	3.014	3,295	3,894
$V_u$ (KN)	159,735	160,876	88,005
$l_r$ (cm)	80	80	64
$t$ zone nodale (cm)	10	10	10
$t'$ zone courante (cm)	20	20	20
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	3,99	4,640	3,00
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	7	6	5
$A_{t \text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	7HA12=7,92	6HA12=6,78	5HA12=5,65

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6,66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### VI.2.4. Vérifications

##### a) vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

**b) Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (\text{Article B.8.4.1}). [3]$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

$I$  : Moment d'inertie.

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$

Avec  $l_f$  : Longueur de flambement.

$l_f = 0,7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  Pour le poteau rectangulaire.

Avec :  $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{cases}$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5. : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	$\lambda$	A	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (MN)	N <sub>u</sub> (MN)	Vérification
S.S et RDC étage	75×70	3,23	2,261	10,43	0,80	45,72	4964	3,221	20,126	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	65×60	3,06	2,142	11,40	0,83	32,66	3654	2,241	18,126	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55×50	3,06	2,142	13,47	0,82	24,38	2544	0,677	13,191	vérifiée

Du tableau ci- dessus on remarque que  $N_{max} < N_u \Rightarrow$  Pas de risque de flambement.

## VI.2 .5.Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue quatre types de poutres dans notre bâtisse, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, les poutres palières qui assure la bonne résistance ainsi que la continuité des escaliers et les poutres distinctes utilisées dans le sou-sol02 servants de renforcement vis-à-vis des sollicitations horizontales (absence du plancher). Les deux derniers types ne seront étudiés sous sollicitation horizontale car celle-ci est moins intense que la sollicitation verticale.

Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts tirés du logiciel SAP2000/version14, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

### VI.2.5.1. Recommandations du RPA99

#### a) Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Article (7.5.1) [2].}$$

#### b) Ferrailage

- **Les armatures longitudinales**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section de la poutre.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de la poutre en zone courante.
  - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $:40 \times \phi_{\max}$ : en zone IIa  
Avec :

$\phi_{\max}$ : est le diamètre maximal utilisé.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure VI.5, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Les armatures transversales**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**c) Vérification des contraintes**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on vérifie les poteaux les plus sollicités de chaque niveau à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure}$$

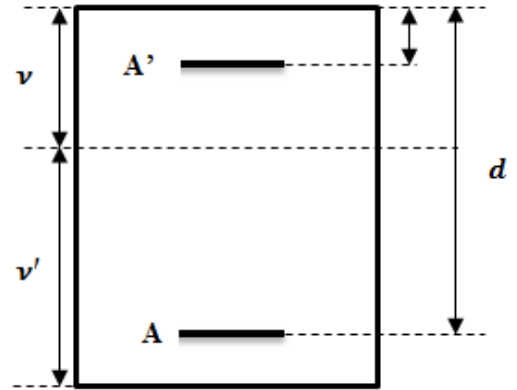
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



**Figure VI.2.: coupe transversale dans un poteau.**

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.**

Niveau	Sous-sol et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	75×70	65×60	55×50
<b>d (cm)</b>	70	60	50
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	22,86	16,33	12,19
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	22,86	13,33	12,19
<b>V (cm)</b>	37,5	32,5	27,5
<b>V' (cm)</b>	37,5	32,5	27,5
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.031	0.017	0.0087
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	3,22141	2,24115	0,67720
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0,06845	0.07521	0.07733
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0,06845	0.07521	0.07733
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>6,964</b>	<b>7,184</b>	<b>4,906</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>5,308</b>	<b>4,309</b>	<b>0,074</b>

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**d) Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA 99 /version 2003 (Art : 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{et} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :  $\tau_{bu}$  La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 7: Vérification des sollicitations tangentes.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
S.S01 et RDC	75×70	2,261	3,014	0,04	70	159,735	0,304	1
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	65×60	2,142	3,295	0,04	60	160,876	0,412	1
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55×50	2,142	3,894	0,04	50	88,005	0,320	1

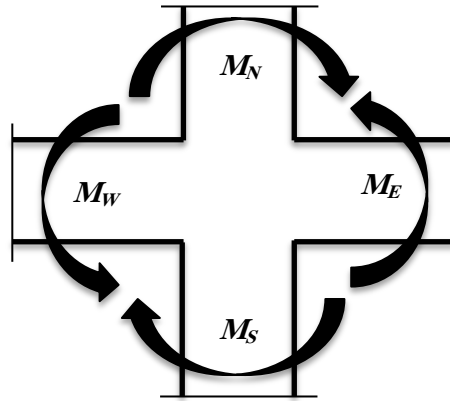
La condition exigée par le RPA sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

**d).Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_M| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$





**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.8 : Les moments résistants dans les poteaux.**

Niveau	Section ( $\text{cm}^2$ )	Z (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_R$ (KN.m)
Sous-sol01 et RDC étage	75×70	67,5	42	986,58
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	65×60	58,5	31,2	635,169
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55×50	49,5	22	378,972

**d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 9 : Moment résistant dans les poutres.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol01 et RDC étage	P.P (60×40)	51	16,58	294,261
	P.S (55×35)	46,75	14,04	228,416
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	P.P (60×40)	51	19,97	354,427
	P.S (55×35)	46,75	16,58	269,740
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	P.P (60×40)	51	15,45	274,206
	P.S (55×35)	46,75	14,04	228,841

**Tableau V.10.Vérification de la zone nodale.**

Niveaux	plan	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> = M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	Vérification
Sous-sol1	PP	986,58	986,58	1973,16	294,261	735	Vérifiée
	PS				228,416	571,04	Vérifiée
R D C	PP	635,169	986,58	1621,749	294,261	735	Vérifiée
	PS				228,416	571,04	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	PP	635,169	635,169	1270,338	354,427	886,067	Vérifiée
	PS				269,740	674,35	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	PP	635,169	635,169	1270,338	354,427	886,067	Vérifiée
	PS				269,740	674,35	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	PP	635,169	635,169	1270,338	354,427	886,067	Vérifiée
	PS				269,740	674,35	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	PP	635,169	635,169	1270,338	354,427	886,067	Vérifiée
	PS				269,740	674,35	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	PP	378,972	635,169	1014,141	354,427	886,067	Vérifiée
	PS				269,740	674,35	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	PP	378,972	378,972	757,944	274,206	685,515	Vérifiée
	PS				228,841	572,102	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	PP	378,972	378,972	757,944	274,206	685,515	Vérifiée
	PS				228,841	572,102	Vérifiée

**Conclusion**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Dispositions constructives**

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 * 2,0 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Dispositions constructives des armatures dans les poteaux**

➤ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

**Avec :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

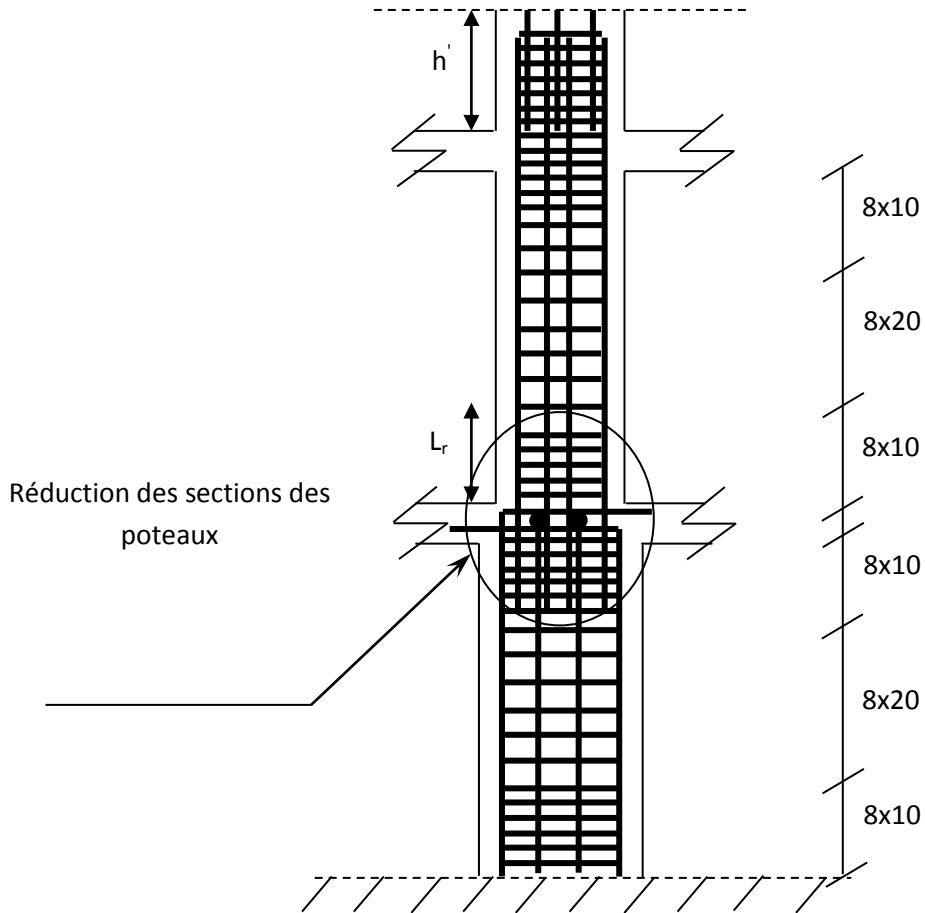
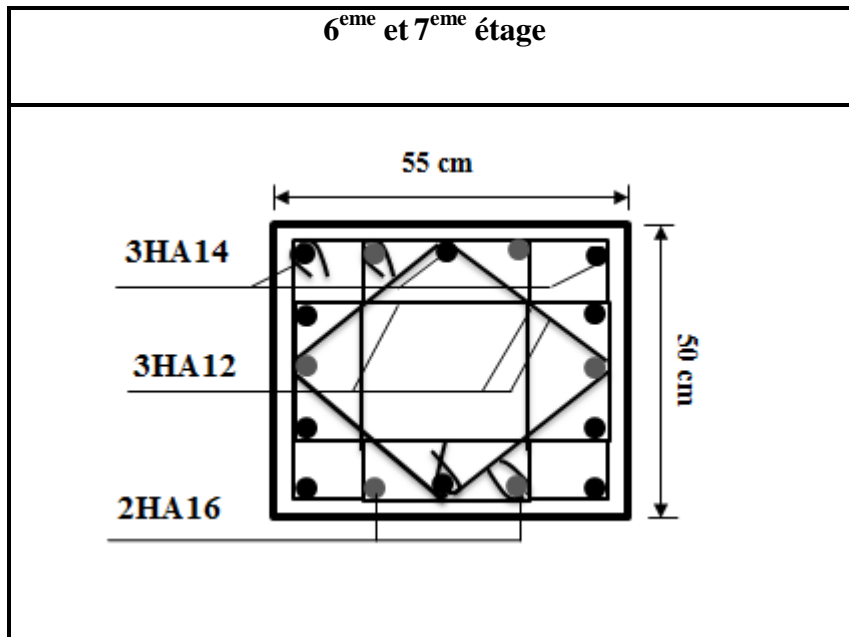
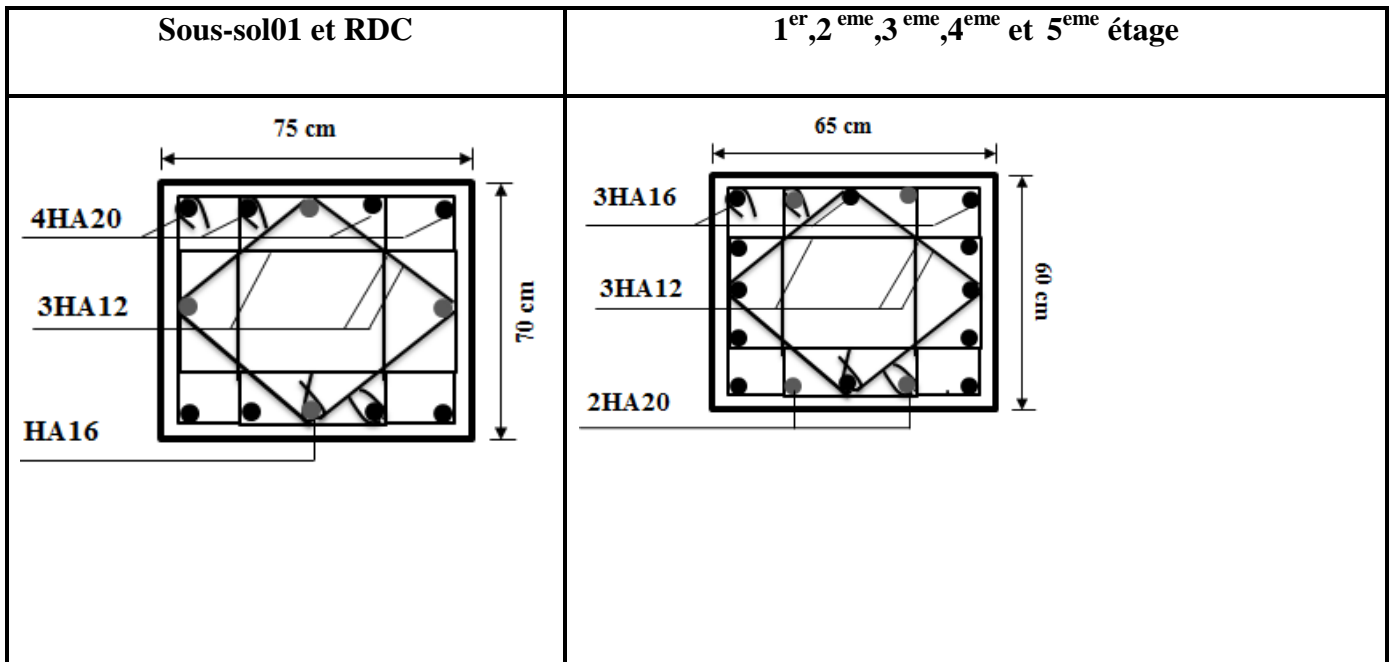


Figure VI.3 : Disposition des armatures des poteaux

Niveau	$h'$ (cm)	$l'$ (cm)
S.S01 et RDC étage	75	150
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	65	130
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55	110
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	60	110

Tableau VI.11 : longueur de scellement dans les poteaux.

Les schémas de ferrailages adoptés pour les différents poteaux sont illustrés dans les tableaux suivants :



-Tableau VI.12: Tableaux illustrant les schémas de ferrailage des poteaux des différents étages-

## VI.6. Ferrailage des poutres

### a) Armatures longitudinales

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par le SAP2000/version14. Le ferrailage est calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau (VI.8) qui suit :

**Tableau VI.13: Ferrailage des poutres.**

Niveaux	Type de poutre	Section (cm)	Localisation	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
SS01 et RDC	Poutre principale	40x60	Appui	15,88	12	2HA16+4HA20=16,58
			Travée	13,64		3HA14+3HA20=14,04
	Poutre secondaire	35x55	Appui	13,65	9,625	3HA14+3HA20=14,04
			Travée	13,06		2HA12+HA14+3HA20=13,22
Du 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	40x60	Appui	19,32	12	HA12+6HA20=19,97
			Travée	14,43		6HA16+HA20=15,20
	Poutre secondaire	35x55	Appui	16,17	9,625	2HA16+4HA20=16,58
			Travée	14,93		HA14+2HA16+3HA20=14,98
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	40x60	Appui	14,55	12	3HA16+3HA20=15,45
			Travée	7,85		4HA16=8,04
	Poutre secondaire	35x55	Appui	13,81	9,625	3HA14+3HA20=14,04
			Travée	12,37		3HA14+4HA16=12,66

Avec :

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h .$$

➤ **Poutres principales**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Poutre secondaire**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times 35 \times 55 = 9,625 \text{ cm}^2 .$$

**b) Armatures transversales**

➤ **Calcul des armatures transversales**

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

• **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{60}{30}; \frac{40}{10}\right) = \min(1,2 ; 2 ; 4)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,16cm^2$  (un cadre et un étrier)

• **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{55}{30}; \frac{35}{10}\right) = \min(1,2; 1,834; 3,5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14cm^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 :

• **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right),$

- Poutres principales :  $S_t \leq \min(15 ; 14,4)$                       Soit :  $S_t=10$  cm

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(13,75 ; 16,8)$                       Soit :  $S_t=10$  cm

• **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{60}{2} = 30$  cm                      soit : 25 cm

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{55}{2} = 27,5$  cm                      soit : 25 cm

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 25 \times 40 = 3cm^2$$

$$A_t = 3,14cm^2 > A_t^{\min} = 3cm^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**VI.6.1.Vérifications**

**a) Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99**

➤ **Poutres principales**

- **En zone courante**

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 60 = 96cm^2 > A_{adopté} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **En zone de recouvrement**

$$A_{max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 60 = 144 cm^2 > A_{adopté} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires**

- **En zone courante**

$$A_{max} = 0,04 \times 35 \times 55 = 77 cm^2 > A_{adopté} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **En zone de recouvrement :**

$$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 55 = 115,5cm^2 > A_{adopté} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**b) Calcul des longueurs de recouvrement**

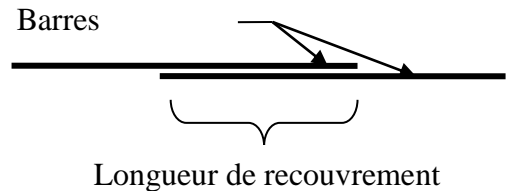
$$l_r \geq 40 \times \Phi l$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r \geq 40 \times 2 = 80 cm, \text{ on adopte: } l_r = 90cm.$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64cm, \text{ on adopte: } l_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56cm, \text{ on adopte: } l_r = 60cm.$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48cm, \text{ on adopte: } l_r = 50cm.$$



**c) A ELU**

**1) Condition de non fragilité**

$$A > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,608 cm^2 .$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.



2) Contrainte tangentielle maximale

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Tableau V.14 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	289,408	1,339	Vérifiée
Poutres secondaires	396,465	1,835	Vérifiée

$\tau_{bu} > \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa}$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Poutres principales

• Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times [289,408 - \frac{321,842}{0,9 \times 0,54}] \times 10^{-3}$$

$\Rightarrow A_l \geq -1,07 \times 10^{-3}$  .....Condition vérifiée

• Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 289,408 \times 10^{-3}}{400} = 8,32 \text{ cm}^2 \text{ ..... Condition pas vérifiée}$$

**NB**

Pour les poutres principales du 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage en travée  $\Rightarrow$  on augmente la section des armatures, soit : 2HA16+4HA12=8,54 cm<sup>2</sup>

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \Rightarrow$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times [396,465 - \frac{248,368}{0,9 \times 0,54}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3,294 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 248,368 \times 10^{-3}}{400} = 7,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**d) À P'ELS**

**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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 de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton**

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I.10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres Principales	Appuis	175,295	21,92	31,468	12,717	15	vérifiée
	Travées	87,428	19,757	27,255	6,09	15	vérifiée
Poutres	Appuis	157,102	20,223	21,072	14,972	15	vérifiée
Secondaires	Travées	142,408	19,171	20,116	13,66	15	vérifiée

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales : (La plus défavorable) L=5,20 m**

(1) :  $\frac{h}{L} = \frac{0,60}{5,20} = 0,1153 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

$M_t = 87,428 \text{ KN.m}$  .

$G = 7,402 \times \left( \frac{5,2}{2} + \frac{4,8}{2} \right) = 37,01 \text{ KN/ml} ; Q = 5 \text{ KN/ml}$

$G_0 = 25 \times 0,4 \times 0,6 = 6 \text{ KN/ml}$

$G_T = 37,01 + 6 = 43,01 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 43,01 + 5 = 48,01 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{48,01 \times (5,2)^2}{8} = 162,273 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1153 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{87,428}{10 \times 162,273} = 0,0538 \text{ KNm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{15,20}{40 \times 60} = 0,0538 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

Les étapes de vérification de la flèche au niveau de la poutre principale la plus sollicitée sont les même que pour les vérifications déjà faites au chapitre III.

$$\text{On a: } f_{adm} = 5,205 \text{ mm} > f_{cal} = 0,446 \text{ mm} \dots\dots \text{Ok.}$$

➤ **Poutres secondaires (La plus défavorable) L=1,80 m**

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{0,55}{1,8} = 0,305 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 142,408 \text{ KNm}$$

$$G = (6,092 \times 2,90) + (5,40 \times 3,30) = 35,486 \text{ KN/m l; } Q = 9,30 \text{ KN/m ;}$$

$$G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,937 \text{ KN/ml}$$

$$GT = 35,486 \text{ KN} + 3,937 = 39,423 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 39,423 + 9,30 = 48,723 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{48,723 \times (1,8)^2}{8} = 19,732 \text{ KNm.}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0,305 \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} = \frac{142,408}{10 \times 19,732} = 0,746 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ⇒ la vérification de la flèche est obligatoire.

$$f_{adm} = 3,06 \text{ mm} > f_{cal} = 0,0603 \text{ mm} \dots\dots \text{Ok.}$$

**VI.6.2. Schéma de ferrailage des poutres**

Le schéma de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires est présenté dans les tableaux suivants :

➤ Sous-sol01 et RDC

<b>Poutres principales</b>	
<b>En appui</b>	<b>En travée</b>
<p style="text-align: center;">40</p> <p style="text-align: center;">4HA20</p> <p style="text-align: center;">2HA16</p> <p style="text-align: center;">Cadre<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">Étrier<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">60</p>	<p style="text-align: center;">40</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">Étrier<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">Cadre<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">3HA14</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">60</p>
<b>Poutres secondaires</b>	
<b>En appui</b>	<b>En travée</b>
<p style="text-align: center;">35</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">3HA14</p> <p style="text-align: center;">Cadre<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">Étrier<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">55</p>	<p style="text-align: center;">35</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">Étrier<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">Cadre<math>\phi</math>10</p> <p style="text-align: center;">2HA12+HA14</p> <p style="text-align: center;">3HA20</p> <p style="text-align: center;">55</p>

**Tableau VI.16 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le sous-sol01 et RDC.**

➤ Du 1<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage

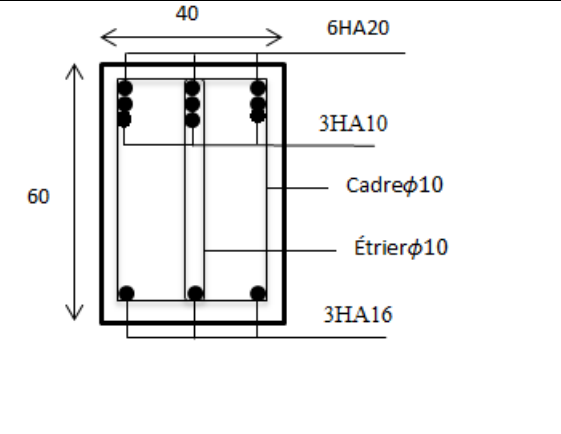
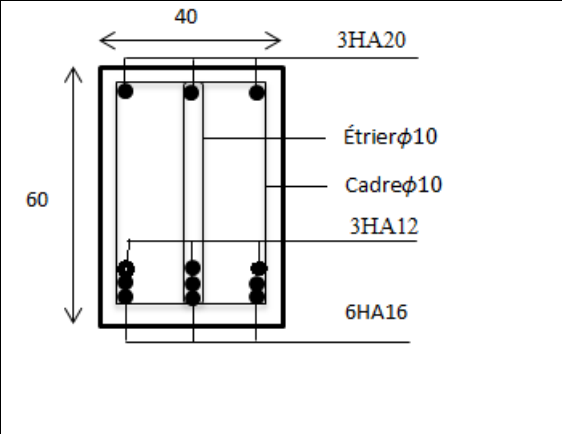
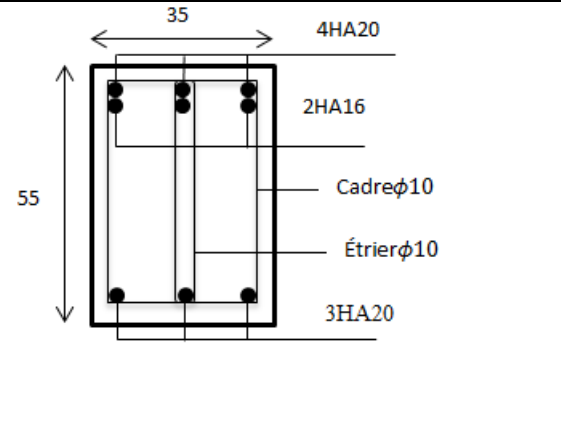
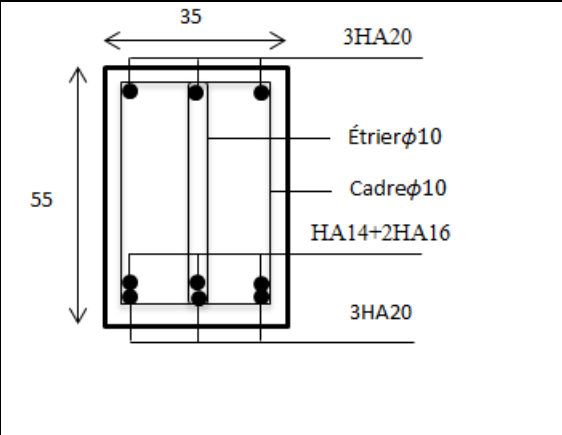
Poutres principales	
En appui	En travée
 <p>40</p> <p>6HA20</p> <p>3HA10</p> <p>Cadreφ10</p> <p>Étrierφ10</p> <p>3HA16</p> <p>60</p>	 <p>40</p> <p>3HA20</p> <p>Étrierφ10</p> <p>Cadreφ10</p> <p>3HA12</p> <p>6HA16</p> <p>60</p>
Poutres secondaires	
En appui	En travée
 <p>35</p> <p>4HA20</p> <p>2HA16</p> <p>Cadreφ10</p> <p>Étrierφ10</p> <p>3HA20</p> <p>55</p>	 <p>35</p> <p>3HA20</p> <p>Étrierφ10</p> <p>Cadreφ10</p> <p>HA14+2HA16</p> <p>3HA20</p> <p>55</p>

Tableau VI.17 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

➤ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage

<b>Poutres principales</b>	
<b>En appui</b>	<b>En travée</b>
<p>40 60 3HA20 3HA16 Cadre<math>\phi</math>10 Étrier<math>\phi</math>10 2HA16+HA12</p>	<p>40 60 3HA20 Étrier<math>\phi</math>10 Cadre<math>\phi</math>10 4HA12 2HA16</p>
<b>Poutres secondaires</b>	
<b>En appui</b>	<b>En travée</b>
<p>35 55 3HA20 3HA14 Cadre<math>\phi</math>10 Étrier<math>\phi</math>10 3HA16</p>	<p>35 55 3HA20 Étrier<math>\phi</math>10 Cadre<math>\phi</math>10 3HA16 3HA16</p>

**Tableau VI.18 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires pour le 6<sup>ème</sup> et dernier étage.**

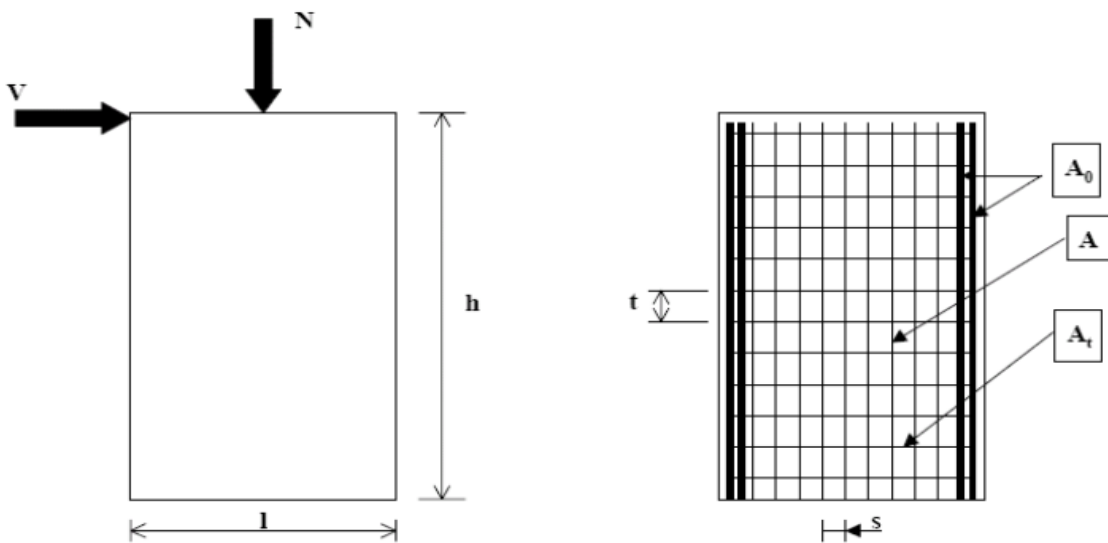
## VI.7. Etude des voiles

### VI.7.1. Introduction

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté).

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs axe fort. Ils présentent deux plan l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base soumis à la fois au trois



sollicitations éventuelles (N, M et V).

**Figure VI.4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.**

On distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1,5$



Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où les principaux modes de rupture qui se manifeste dans un voile sont les suivants :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1,35G+1,5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E<sub>x</sub>
- 4) G+Q+E<sub>y</sub>
- 5) G+Q-E<sub>x</sub>
- 6) G+Q-E<sub>y</sub>
- 7) 0,8G+E<sub>x</sub>
- 8) 0,8G+E<sub>y</sub>
- 9) 0,8G-E<sub>x</sub>
- 10) 0,8G-E<sub>y</sub>

### **VI.7.2. Recommandation du RPA 99/version2003**

#### **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 :

$$\triangleright A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

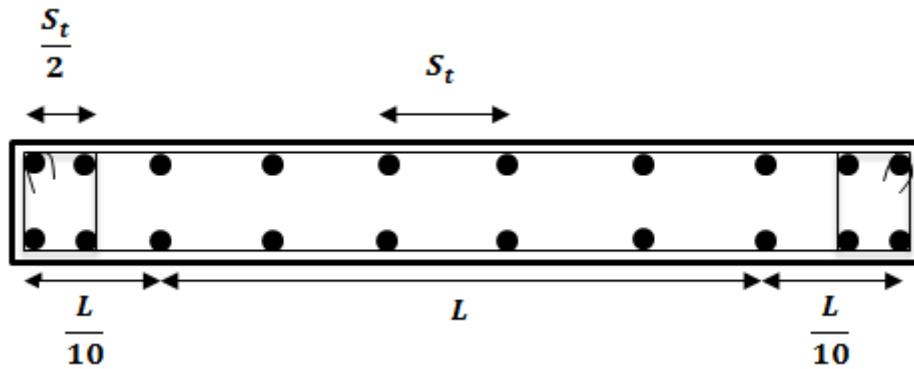


Figure .VI.5 : Disposition des armatures dans les voiles.

### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

#### b.1. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### b.2. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

### c) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- **Le pourcentage minimal d'armatures est de**
  - ✓  $A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile ;
  - ✓  $A_{\min} = 0,10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.
- **Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile**
  - ✓ L'espacement  $S_t = \min(1,5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile ;
  - ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$  ;
  - ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

- $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges ;

### VI.7.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

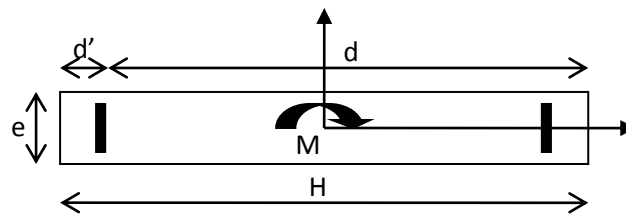


Figure. VI.6 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section ( $b \times L$ ).

- $A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.  
( $A_v^{\min} = 0,15\% \times b \times L$ )
- $A_v^{\min} / \text{ten}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.  
( $A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times b \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / \text{comp}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.  
( $A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times b \times L_c$ )
- $A_v^{\text{cal}}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{\text{adop}}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : Espacement entre armatures.
- ( $A_h^{\min} = 0,15\% \times b \times L$ ) : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

- $A_h^{calc}$  : Section d'armature horizontale calculée.
- $A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- $N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.
- $L_t$  : Longueur de la zone tondue

$$L_t = \frac{L}{2} \left( 1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- $L_c$  : longueur de la zone comprimée :  $L_c = L - 2L_t$

➤ **La contrainte ultime de cisaillement**

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{V}{b \times d} = 1,4 \times \frac{173,33 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,26} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Art (7.7.2) [2]}$$

La section des aciers dans les voiles a été déterminée avec l'appui du logiciel « **Génie Civil** ». Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.19 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{X1}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,40	0,15×1,40
<i>M</i> (KN)	364,683	15,055	29,502	93,588
<i>N</i> (KN)	1598,872	1081,761	637,259	394,934
<i>Section</i>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	169,06	155,064	123,347	77,332
$\tau$ (MPa)	1,168	1,072	0,913	0,573
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>29,10</b>	<b>15,981</b>	<b>10,00</b>	<b>7,27</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,375	3,375	3,15	3,15
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>29,14</b>	<b>16,34</b>	<b>10,17</b>	<b>7,66</b>
$N^{barres}/face$	<b>8HA20+2HA16</b>	<b>2HA16+8HA14</b>	<b>9HA12</b>	<b>4HA8+5HA12</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )≥	1,10	1,00	0,80	0,50
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×2,00	0,15×2,00	0,15×1,90	0,15×1,90
<i>M</i> (KN)	602,258	14,785	31,691	136,904
<i>N</i> (KN)	1865,954	1427,041	860,338	536,116
<i>Section</i>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	281,847	262	180,729	116,978
$\tau$ (MPa)	1,461	0,937	0,986	0,638
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>34,615</b>	<b>20,832</b>	<b>13,086</b>	<b>9,403</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,275	4,275
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>35,42</b>	<b>21,30</b>	<b>13,56</b>	<b>9,48</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>10HA20+2HA16</b>	<b>6HA16+6HA14</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,37	0,88	0,92	0,6
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.21 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×2,15	0,15×2,15	0,15×2,05	0,15×2,05
$M(KN)$	683,840	59,394	80,981	77,561
$N(KN)$	2281,666	1636,533	943,998	523,493
<b>Section</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
$V (KN)$	269,678	269,678	213,124	147,992
$\tau(MPa)$	1,3	1,3	1,078	0,749
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	<b>40,447</b>	<b>24,716</b>	<b>15,272</b>	<b>9,156</b>
$A_v^{min}(cm^2)$	4,837	4,837	4,612	4,612
$A_v^{adop}(cm^2)$	<b>40,82</b>	<b>24,72</b>	<b>15,92</b>	<b>10,27</b>
$N^{barres}/face$	<b>13HA20</b>	<b>10HA16+3HA14</b>	<b>3HA14+10HA12</b>	<b>13HA10</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1,22	1,22	1,01	0,70
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau VI.22 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0,15×1,30	0,15×1,30	0,15×1,20	0,15×1,20
<b>M(KN)</b>	15,008	116,092	9,813	46,130
<b>N(KN)</b>	1728,144	1490,304	857,998	507,726
<b>Section</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<b>V (KN)</b>	168,871	168,871	106,501	89,387
<b><math>\alpha</math>(MPa)</b>	1,347	1,34	0,92	0,77
<b><math>\bar{\tau}=0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>25,339</b>	<b>21,84</b>	<b>12,68</b>	<b>8,95</b>
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,925	2,925	2,7	2,7
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>26,00</b>	<b>22,61</b>	<b>13,26</b>	<b>9,04</b>
<b><math>N^{barres}/face</math></b>	<b>7HA20+2HA16</b>	<b>4HA20+5HA16</b>	<b>2HA16+6HA14</b>	<b>8HA12</b>
<b><math>S_t</math>(cm)</b>	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>) ≥</b>	1,26	1,26	0,86	0,72
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
<b><math>N^{barres}/face</math></b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20	20



**Tableau VI.23 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{X5}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,10	0,15×1,10	0,15×1,00	0,15×1,00
$M(KN)$	30,672	40,24	8,610	26,06
$N(KN)$	1300,695	1159,668	652,655	324,855
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$V (KN)$	110,466	120,113	88,603	66,382
$\tau(MPa)$	1,04	1,13	0,91	0,64
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	<b>19,89</b>	<b>18,24</b>	<b>9,75</b>	<b>5,79</b>
$A_v^{min}(cm^2)$	2,925	2,925	2,7	2,7
$A_v^{adop}(cm^2)$	<b>20,60</b>	<b>18,34</b>	<b>9,96</b>	<b>6,21</b>
$N^{barres}/face$	<b>4HA20+4HA16</b>	<b>2HA20+6HA16</b>	<b>5HA14+2HA12</b>	<b>2HA12+5HA10</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	0,98	1,06	0,86	0,64
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau VI.24 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{X6}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,20	0,15×1,20	0,15×1,10	0,15×1,10
<i>M</i> (KN)	31,258	6,397	45,901	16,57
<i>N</i> (KN)	845,029	793,981	450,282	263,501
<i>Section</i>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	110,466	162,462	135,396	76,539
$\tau$ (MPa)	1,33	1,403	1,276	0,721
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13,27</b>	<b>11,64</b>	<b>8,271</b>	<b>8,877</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,70	2,70	2,475	2,475
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>14,20</b>	<b>12,32</b>	<b>8,36</b>	<b>9,04</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>4HA16+4HA14</b>	<b>8HA14</b>	<b>6HA12+2HA10</b>	<b>8HA12</b>
<i>S<sub>t</sub></i> (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,25	1,32	1,20	0,68
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
<i>S<sub>t</sub></i> (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.25 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{X7}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,40	0,15×1,40
<b>M(KN)</b>	27,764	28,084	125,040	114,656
<b>N(KN)</b>	1132,279	1071,971	630,643	-342,016
<b>Section</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.P.C</b>
<b>V (KN)</b>	213,016	238,298	205,903	142,288
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	1,473	1,648	1,525	1,519
<b><math>\bar{\tau}=0.2f_{c28}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>17,082</b>	<b>16,11</b>	<b>12,91</b>	<b>30,31</b>
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,375	3,375	3,15	3,15
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>17,75</b>	<b>12,32</b>	<b>13,86</b>	<b>31,40</b>
<b><math>N^{barres}/face</math></b>	<b>5HA16+5HA14</b>	<b>2HA16+8HA14</b>	<b>9HA14</b>	<b>2HA25+7HA20</b>
<b><math>S_t</math>(cm)</b>	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)<math>\geq</math></b>	1,35	1,54	1,43	1,42
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>
<b><math>N^{barres}/face</math></b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20	20

**Tableau VI.26 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{x8}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,60	0,15×1,60	0,15×1,50	0,15×1,50
<i>M</i> (KN)	438,223	58,321	68,625	3,70
<i>N</i> (KN)	879,703	741,03	-440,169	265,877
<i>Section</i>	<b>S.PC</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	186,824	146,181	107,282	96,434
$\tau$ (MPa)	1,424	0,946	0,696	0,66
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>-2,255</b>	<b>12,266</b>	<b>8,30</b>	<b>3,416</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,60	3,60	3,375	3,375
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>5,02</b>	<b>13,35</b>	<b>8,58</b>	<b>5,02</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>10HA8</b>	<b>5HA14+5HA12</b>	<b>2HA12+8HA10</b>	<b>10HA8</b>
<i>S<sub>t</sub></i> (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,33	0,89	0,65	0,62
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
<i>S<sub>t</sub></i> (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.27 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y1}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×2,90	0,15×2,90	0,15×2,90	0,15×2,90
$M(KN)$	32,088	215,673	136,673	170,787
$N(KN)$	2680,469	2387,86	1451,333	850,547
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$V (KN)$	483,969	511,237	288,708	219,673
$\tau(MPa)$	1,73	1,828	1,032	0,785
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	<b>39,008</b>	<b>37,531</b>	<b>22,891</b>	<b>14,765</b>
$A_v^{min}(cm^2)$	6,525	6,525	6,525	6,525
$A_v^{adop}(cm^2)$	<b>39,82</b>	<b>37,56</b>	<b>22,9</b>	<b>14,79</b>
$N^{barres}/face$	<b>5HA20+12HA16</b>	<b>3HA20+14HA16</b>	<b>9HA20+8HA16</b>	<b>4HA12+13HA10</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1,62	1,71	0,97	0,785
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	<b>2,26</b>	<b>1,57</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau VI.28 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y2}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,50
<i>M</i> (KN)	323,956	83,220	42,705	59,125
<i>N</i> (KN)	1129,524	998,625	600,337	324,977
<i>Section</i>	<b>S.P.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	219,673	199,138	143,722	122,744
$\tau$ (MPa)	1,519	1,376	0,993	0,849
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,250</b>	<b>16,748</b>	<b>9,858</b>	<b>6,371</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,375	3,375	3,375	3,375
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>5,02</b>	<b>37,56</b>	<b>9,94</b>	<b>6,46</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>10HA8</b>	<b>5HA16+5HA14</b>	<b>6HA12+4HA10</b>	<b>5HA10+5HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,42	1,29	0,93	0,80
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.29 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y3}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70
<i>M</i> (KN)	5,681	187,203	208,106	173,623
<i>N</i> (KN)	1492,885	1263,642	738,423	427,836
<i>Section</i>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.P.C</b>
<i>V</i> (KN)	185,575	229,912	214,316	169,215
$\tau$ (MPa)	1,132	1,402	1,307	1,424
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>21,605</b>	<b>22,913</b>	<b>15,894</b>	<b>-2,066</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,825	3,825	3,825	3,375
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>22,11</b>	<b>23,24</b>	<b>16,94</b>	<b>10,041</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>11HA16</b>	<b>HA20+10HA16</b>	<b>11HA14</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,06	1,31	1,23	1,33
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.30 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y4}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80
<i>M</i> (KN)	39,471	40,544	63,816	83,25
<i>N</i> (KN)	1469,719	1428438	815,917	515,419
<i>Section</i>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	247,99	247,724	145,776	126,081
$\tau$ (MPa)	1,429	1,429	0,84	0,726
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>22,074</b>	<b>21,505</b>	<b>13,363</b>	<b>9,405</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,05	4,05	4,05	4,05
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>23,24</b>	<b>22,11</b>	<b>13,66</b>	<b>9,71</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>HA20+10HA16</b>	<b>11HA16</b>	<b>3HA14+8HA12</b>	<b>3HA12+8HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	1,06	1,34	0,79	0,726
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
<i>N</i> <sup>barres</sup> / <i>face</i>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20



**Tableau VI.31 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y5}$  dans tous les niveaux :**

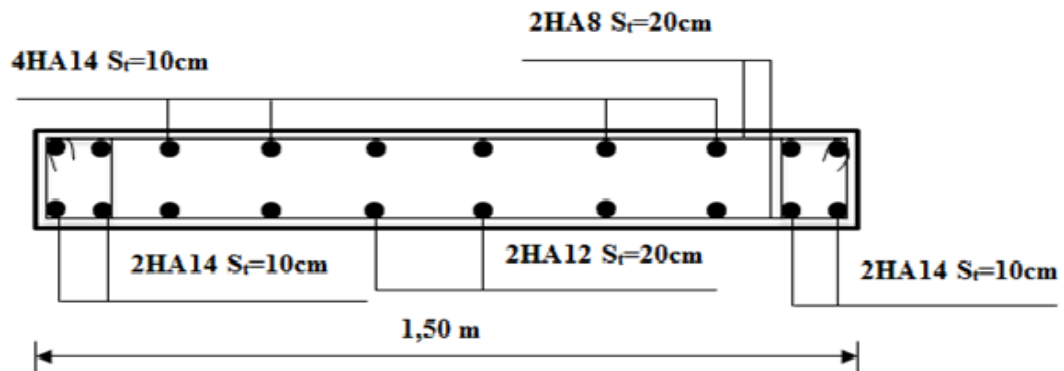
Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×3,50	0,15×3,50	0,15×3,50	0,15×3,50
<i>M</i> (KN)	1584,467	109,861	49,878	96,186
<i>N</i> (KN)	2250,915	1602,516	741,426	524,383
<i>Section</i>	<b>S.P.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S.E.C</b>
<i>V</i> (KN)	350,985	276,425	114,108	168,885
$\tau$ (MPa)	1,040	0,819	0,338	0,50
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>-12,596</b>	<b>24,39</b>	<b>11,273</b>	<b>8,724</b>
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7,875	7,875	7,875	7,875
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10,04</b>	<b>25,06</b>	<b>11,77</b>	<b>10,04</b>
$N^{barres}/face$	<b>20HA8</b>	<b>6HA14+14HA12</b>	<b>6HA10+14HA8</b>	<b>20HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) ≥	0,97	0,77	0,32	0,47
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,58</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI.32 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{Y6}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Sous-sol01 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,50	0,15×1,50
$M(KN)$	69,516	7,848	61,055	51,376
$N(KN)$	1009,273	944,755	561,706	319,881
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$V (KN)$	89,811	51,692	43,748	49,496
$\tau(MPa)$	0,622	0,357	3,883	0,342
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	<b>16,509</b>	<b>13,807</b>	<b>9,83</b>	<b>6,075</b>
$A_v^{min}(cm^2)$	3,375	3,375	3,375	3,375
$A_v^{adop}(cm^2)$	<b>17,75</b>	<b>14,58</b>	<b>9,94</b>	<b>6,46</b>
$N^{barres}/face$	<b>5HA16+5HA14</b>	<b>8HA14+2HA12</b>	<b>6HA12+4HA10</b>	<b>5HA10+5HA8</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	0,58	0,34	0,32	0,32
$W$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
$N^{barres}/face$	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Pour le schéma de ferrailage, on prend comme exemple ( $V_{Y6}$ ) du 1<sup>er</sup> étage

Figure.VI.7 : schéma de ferrailage du voile  $V_{Y6}$



## Chapitre. VII : étude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VII.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

#### VII.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- \*  $G + Q + E$
- \*  $0,8 \times G \pm E$  ..... (Art10.1.4.1) [2]

#### VII.2.2. Les caractéristiques du sol

Des sondages pénétrométriques ont été réalisés au niveau du sol d'assise de notre projet en question, suite à la démolition de vieilles bâtisses ainsi qu'à des terrassements en grandes masses, et cela, afin d'apprécier les qualités intrinsèques du sol de fondation et sa capacité portante.

Les résultats ont révélés un terrain relativement homogène, de résistance satisfaisante après les deux premiers mètres de profondeur, indiquant un sous-sol de bonne compacité.

Aucune présence d'eau n'est par ailleurs, constatée jusqu'à -7,00 m de profondeur.

A cet effet, ils suggèrent ce qui suit :

- ✓ L'emploi de fondations superficielles ;
- ✓ L'ancrage des fondations doit-être à au moins -2,00 m de la surface de la plate-forme (supérieure à 1/10 de la hauteur de l'immeuble) ;
- ✓ La contrainte admissible du sol à la profondeur ci-dessus, est de  $\sigma_{adm}=1,6$  bars ;
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à :  $C=0,57$  bars,  $\varphi=25^0$  et  $\gamma_h=18,9$  KN/m<sup>3</sup> ;
- ✓ Un système de drainage bien étudié et bien réalisé, des eaux en amont des murs de soutènement est, dans ce cas très important et vital.

**VII.2.3. Vérification des semelles isolées**

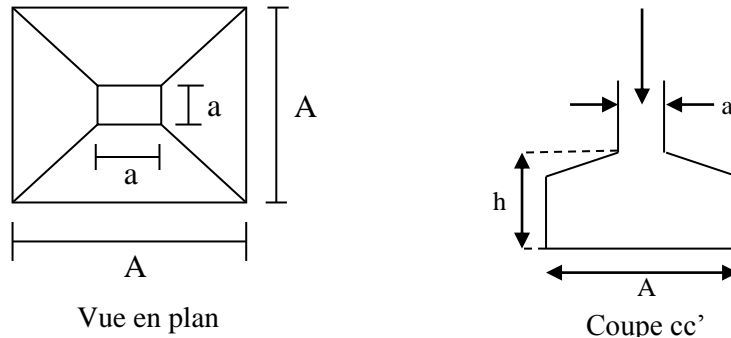
La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 3771,568KN



**Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée**

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a\*b), donc :

$S = A*B.$

$N = 4442,647$  KN

$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$  , on a :  $\frac{a}{A} = \frac{b}{B}$  (Semelle et pôteau homodhétiques)  $\Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$

AN:  $B = 5,27$  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.

➤ **Calcul des poteaux de sous-sol 01 pour**  $N=468,642\text{KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ on } a: \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{sol}}}$$

$$\text{AN: } B = 1,65 \text{ m} \Rightarrow A = 1,77 \text{ m.}$$

$$\text{Donc on prend : } (A, B) = (1,80 ; 1,7) \text{ m}^2$$

• **Hauteur de la semelle**

Pour une semelle rigide on a :

$$d = \max\left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4}\right)$$

$$h_t = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \frac{1,8 - 0,75}{4} = 0,262 \text{ m}$$

On prend  $d=30 \text{ cm}$ .

Donc  $h_t=30+5=35 \text{ cm}$ .

• **v\^erification des contraintes**

- poids propre de la semelle :  $P_s = 25 \times 1,80 \times 1,70 \times 0,35 = 26,775 \text{ KN}$ .

- poids propre de l'avant poteau :  $P_{pot} = 25 \times 0,7 \times 0,75 \times 0,50 = 6,562 \text{ KN}$ .

$$N' = N + 1,35 \sum P \Rightarrow N' = 468,642 + 1,35 * (26,775 + 6,562)$$

$$N' = 513,646 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{0,51364}{3,06} = 0,167 \text{ bars} < 1,5 \text{ bars} \quad \text{c'est v\^erifi\^e.}$$

• **ferrailage des semelles**

◆ **à l'ELU**

$$N_u = 513,646 \text{ KN.}$$

$$A_x = \frac{N' (A - a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{513,646 \times 10^{-3} \times (1,80 - 0,75)}{8 \times 0,3 * 348}$$

$$A_x = 6,457 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

◆ **à l'ELS**

$$N_s = 338,815 + 26,775 + 6,562 = 372,152 \text{ KN.}$$

$$A_x = \frac{N(A - a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{372,152 * 10^{-3} * (1,8 - 0,75)}{8 * 0,30 * 348}$$

$$A_x = 4,678 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul à l'ELU est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

- **Les longueurs de scellement**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = 40 \cdot \phi = 40 \cdot 1,2 .$$

$$l_s = 48 \text{ cm}.$$

$$A/4 = 210/4 = 52,5 \text{ cm}.$$

$l_s = 48 \text{ cm} < A/4 = 52,5 \text{ cm} \Rightarrow$  toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et doivent comporter des crochets.

- **Schéma de ferrailage**

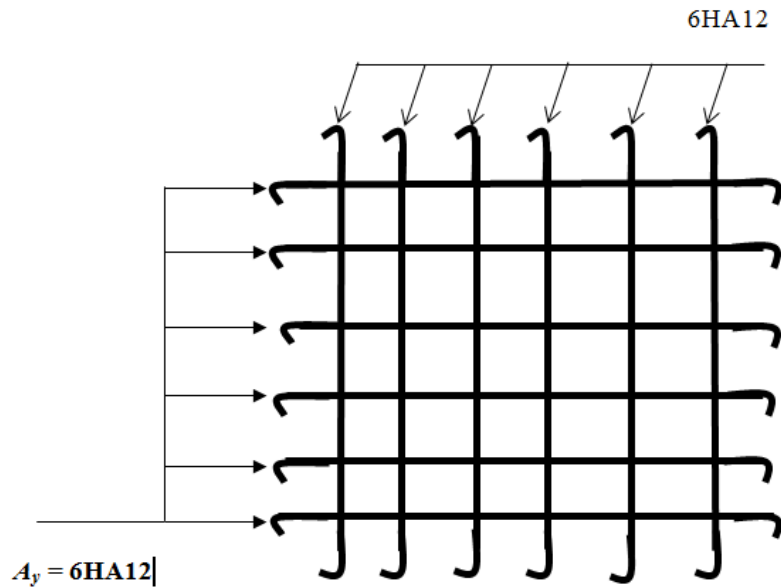


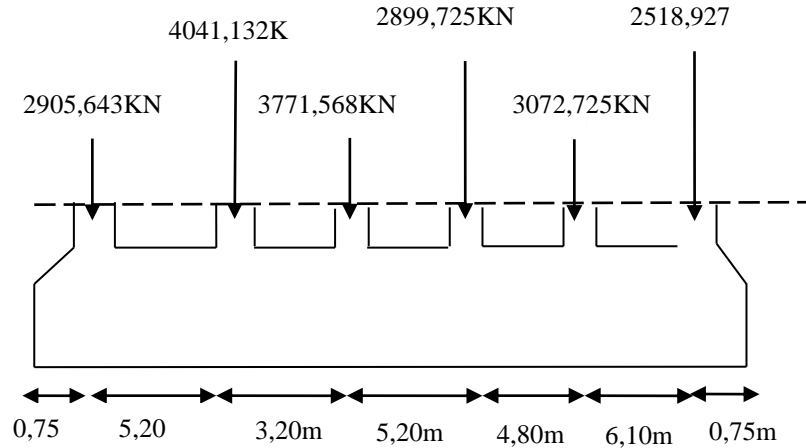
Fig. VII.2. Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.

#### VII.2.4. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B de longueur L située sous un portique formé de six poteaux (le portique le plus sollicité).

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$



**Figure VII.3 : Schéma d'une semelle filante**

$$N = \sum N_i = 19209,720 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{19209,720}{160 \times 26} = 4,617 \text{ m.}$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

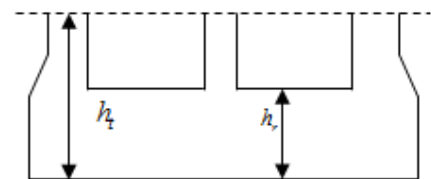
### VII.2.5. Etude du radier général

#### VII.2.5.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).



**Figure. VII.4: dimension du radier.**

**VII.2.5.2. Pré dimensionnement**

➤ **La condition de coffrage**

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**Nervure:**  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max} = 6,6m \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{660}{10} = 66cm$  on prend :  $h_t = 70cm$  ..... (a)

**Dalle :**  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

$L_{max} = 6,6m \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{660}{20} = 33cm$  on prend :  $h_r = 35cm$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1ml$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,10^4 \text{ KN/m}^3$

$E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t = 1,08 m$  ..... (b)

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :

$h_t = 1,10m$  Pour les nervures du radier.



$h_r = 0.35m$  Pour le radier.

➤ **La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{adm}} = \frac{51,6612}{0,16} = 322,882m^2.$$

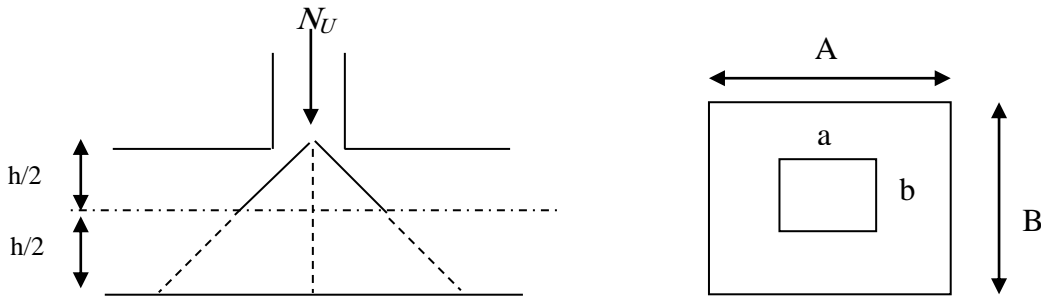
On à la surface du bâtiment est :  $383,636 m^2$

Donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} = 383,636 m^2$  (Le radier comporte pas de débord)

**VII.2.5.3. Les vérifications nécessaire**

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.



**Figure VII.5: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée**

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad [3]$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a + b + 2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,75 + 0,7 + 2 \times 1,1) \Rightarrow \mu_c = 7,3m$$

$$4,402MPa \leq 0,045 \times 7,3 \times 1,1 \times \frac{25}{1,15} = 7,855MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **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 1m de largeur, et de 6,60m de longueur,

$$d = 0,9 \times h_r = 0,315m$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{60363,749 \times 6,6}{2 \times 383,636} \times 1 = 519,243KN$$

$$\tau_u = \frac{519,243 \times 10^{-3}}{1 \times 0,315} = 1,64 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (article : 3.541(a))..... [8]

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 9973,552 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12,73 \text{m.}$$

$$I_y = 16194,384 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 9,65 \text{m.}$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

• **Dans le sens x-x**

Avec :

$$N = 60363,749 \text{KN} \text{ et } M_x = 148,756 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{60363,749}{383,636} + \frac{148,756}{16194,384} \times 12,73 = 157,456 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} \times X_g = \frac{60363,749}{383,636} - \frac{148,756}{16194,384} \times 12,73 = 157,236 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 157,401 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 160 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots \text{c'est vérifié}$$

• **Dans le sens y-y**

$$N = 60363,749 \text{KN} \text{ et } M_y = 153,329 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} \times y_g = 157,494 \text{KN} / \text{m}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} \times y_g = 157,198 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 157,420 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 160 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### VII.2.5.4. Ferrailage

#### ➤ La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension :  $L_x = 5,20m$  et  $L_y = 6,60m$

$$q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{60363,749}{383,636} = 157,346KN/m^2 .$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{51661,268}{383,636} = 134,662KN/m^2$$

$N_s$  : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### • à l'ELU

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 248,470KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 139,342KNm$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 186,352KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 104,506KNm$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x = 124,235KN.m$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0,35m^2$

✓ **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

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

$$h_r = e = 35cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0,78$$

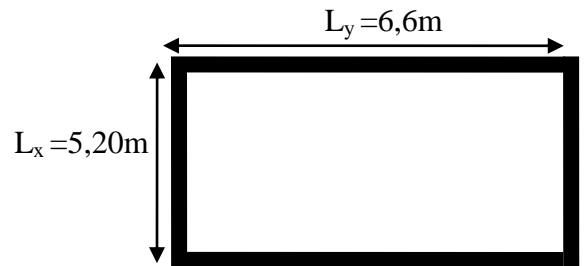


Figure VII.6 : Dalle sur quatre appuis

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3,108 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau VII.1 Résumé des résultats de ferrillages**

Sens		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	186,352	17,355	3,108	6HA20=18,84	17
	Appui	124,235	11,276	3,108	6HA16=12,06	17
Sens y-y	Travée	104,506	9,435	2,8	3HA16+3HA14=10,65	17
	Appui	124,235	11,276	2,8	6HA16=12,06	17

✓ **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{Armatures // Lx: } St = 16\text{cm} \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \\ \text{Armatures // Ly: } St = 15\text{cm} \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

$$\diamond V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 373,554 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{373,554}{1 \times 0,33} = 1,13 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\diamond V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 272,733 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{272,733 \times 10^{-3}}{1 \times 0,33} = 0,826 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

• **à l'ELS**

$$\mu_x = 0,0650$$

$$\mu_y = 0,6841$$

$$N_{ser} = 51661,268 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{51661,268}{383,636} = 134,662 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0,0650 \times 134,662 \times (5,2)^2 = 236,681 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 161,914 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{tx}=0,75M_x=177,510 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty}=0,75M_y=121,435 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment en appui**

$$M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x=-118,340 \text{ KN.m}$$

**Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = 134,662 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VII.2 vérification des contraintes.**

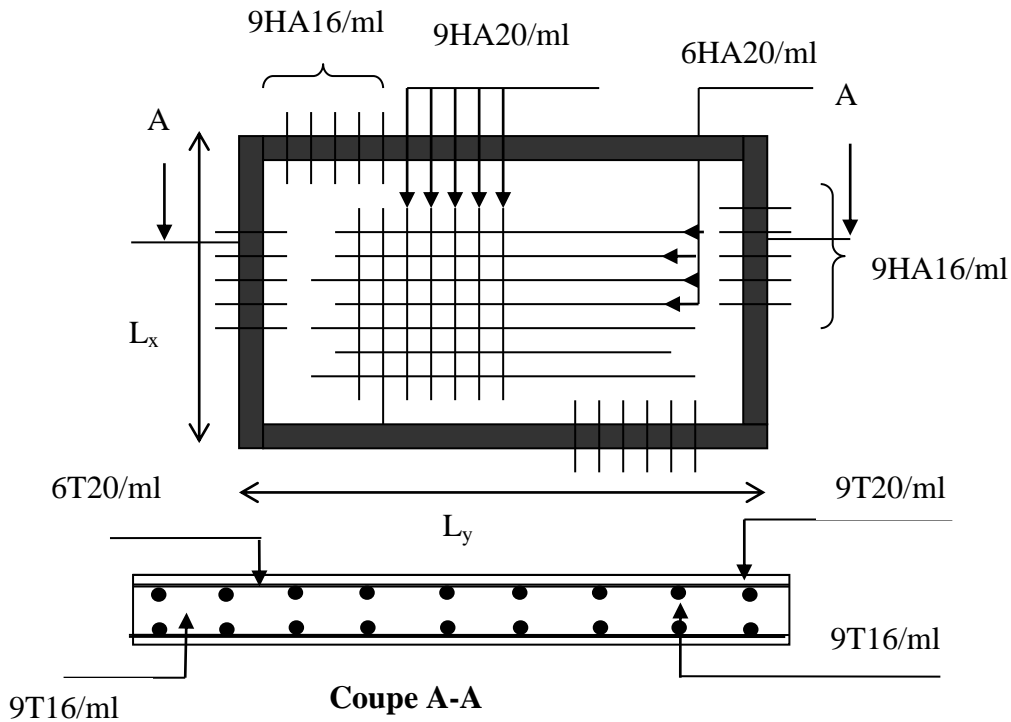
Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	$M_t$	177,510	11,120	10,898	321,693	15	201.6
	$M_a$	118,340	9,266	8,532	228,968	15	201.6
y-y	$M_t$	121,435	9,184	9,184	379,447	15	201.6
	$M_a$	118,340	9,266	8,532	228,968	15	201.6

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage et la section de béton a 40cm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Elément		Nouvelle section	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$S_t$ (cm)
Travée	xx	9HA20	28,26	14,203	$3,35 \times 10^{-3}$	7,525	189,143	11
	yy	6HA20	18,84	12,099	$2,486 \times 10^{-3}$	5,910	190,485	16
Appui		9HA16	9.24	11,901	$2,410 \times 10^{-3}$	5,843	192,224	11

**VII.2.5.5. Schéma de ferrailage**



**Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du radier**

**VII.2.6 Ferrailage des nervures**

**VII.2.6.1. Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec :  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec :  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 157,346 \text{ KN/m}^2, q_s = 134,662 \text{ KN/m}$$

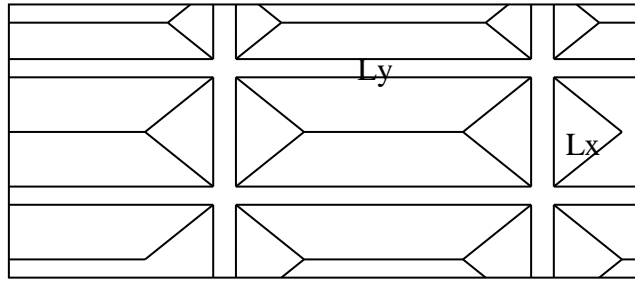


Figure. VII.8: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

➤ **Calcul des sollicitations**

article III.5.2 [1]

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

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

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moments en travée**

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

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

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• **Sens (y-y)**

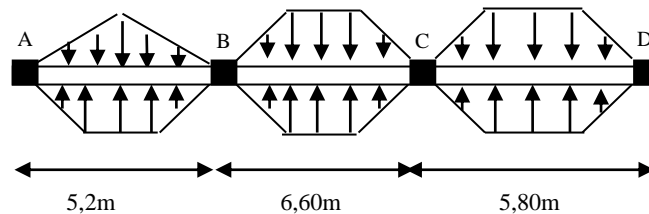


Figure.VII.9. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

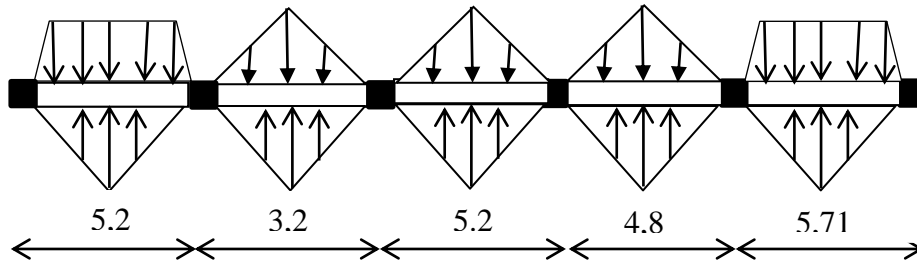
**Tableau VII.3 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU) :**

Travée	L(m)	L'(m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	5,20	5,2	543,107	0	-1907,37	1005,878	1045,275	2050,171
B-C	6,60	5,28	635,499	-1907,37	-2217,42	1399,629	2050,171	-2144,123
C-D	5,80	5,8	590,904	-2217,42	372,712	0	2144,123	-1331,308

**Tableau VII.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)**

Travée	L (m)	L'	$P_s$ (KN/ m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)
A-B	5,20	5,2	464,809	0	-1632,398	860,864
B-C	6,60	5,28	543,881	-1632,398	-1897,741	1197,848
C-D	5,80	5,8	505,715	-1897,741	0	1283,509

• **Sens longitudinal (x-x)**



**Figure.VII.10. Sollicitations sur les nervures longitudinales**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU) :**

Travée	L(m)	L'(m)	$P_U$ (KN/ m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (Nm)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	5,2	5,2	543,107	0	-1243,12	1266,752	148.33	1173,015
B-C	3,2	2,56	335,67	-1243,12	-786,113	554,581	365.36	-1651,14
C-D	5,2	4,16	545,466	-786,113	-996,783	953,843	387.49	-1458,81
D-E	4,8	3,84	503,506	-996,783	-1638,77	150,082	255.36	-1889,82
E-F	6.10	6.10	561,411	-1638,77	0	1542,009	351.76	-1315,82



**Tableau VII.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS) :**

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (Nm)
<b>A-B</b>	5,2	5,2	464,809	0	-1063,911	1084,129
<b>B-C</b>	3,2	2,56	287,278	-1063,911	-672,746	474,606
<b>C-D</b>	5,2	4,16	466,828	-672,746	-853,051	816,2067
<b>D-E</b>	4,8	3,84	430,918	-853,051	-1330,044	160,685
<b>E-F</b>	5,71	5,71	448,873	-1330,044	0	1224,789

✓ Les sollicitations maximales sont

**A L'ELU**

**Sens y-y**

$$M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 2217,42 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1499,719 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 2144,123 \text{KN.m}$$

**Sens x-x**

$$M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 1638,77 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 1542,009 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 1889,009 \text{KN.m}$$

**A ELS**

**Sens y-y**

$$M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 1897,741 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1283,509 \text{KN.m}$$

**Sens x-x**

$$M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 1330,044 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 1224,789 \text{KN.m}$$

**b) Ferrailage**

**Sens Y-Y**

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h=1,10 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,40m$$

$$b_0 = 0,75m$$

$$d = 1m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6,60}{10}; \frac{5,20}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,66; 2,60)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,6m$$

$$\text{.Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 60 + 75 = 1,95m.$$

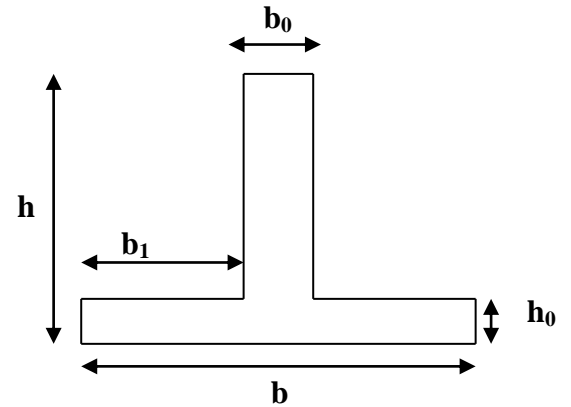


Figure. VII.11 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	1499,719	44,355	9,055	<b>45,56</b>	<b>8HA25+2HA20</b>
	Appui	2217,42	66,359	9,055	<b>67,88</b>	<b>6HA32+4HA25</b>

**Sens X-X**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b = 1,95m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	1542,009	45,644	9,055	<b>49,10</b>	<b>10HA25</b>
	Appui	1638,77	48,601	9,055	<b>49,10</b>	<b>10HA25</b>

• **Vérfications**

**A l'ELU**

• **Vérfication de l'effort tranchant**

$$\mu_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.9 .Vérfication de l'effort tranchant.**

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	2144,123	1,09	2,5	Vérfiée
Sens X-X	1889,82	0,969	2,5	Vérfiée

**A l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

**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 récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).**

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	1283,509	23,2	0,04343	<b>6,856</b>	<b>15</b>	<b>340,456</b>	<b>201.63</b>
	appui	1897,741	27,513	0,058706	<b>5,661</b>	<b>15</b>	<b>351,479</b>	<b>201.63</b>
X-X	travée	1224,789	23,625	0.043491	<b>6,653</b>	<b>15</b>	<b>312,076</b>	<b>201.63</b>
	appui	1330,044	23,625	0.043491	<b>7,217</b>	<b>15</b>	<b>338,886</b>	<b>201.63</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage et la résistance de béton  $f_{c28}=35\text{MPa}$ .

On aura :

$$\overline{\sigma}_{st} = 228,63\text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix des aciers	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	travée	5HA32+5HA25	64,75	28,76	0,071013	5,198	203,980
	appui	10HA32+2HA25	90,22	32,16	0,091656	6,660	223,091
X-X	travée	2HA32+8HA25	55,36	27,391	0,068339	5,334	223,774
	appui	4HA32+6HA25	61,62	28,312	0,068339	5,510	220,956

- **Armatures transversales**

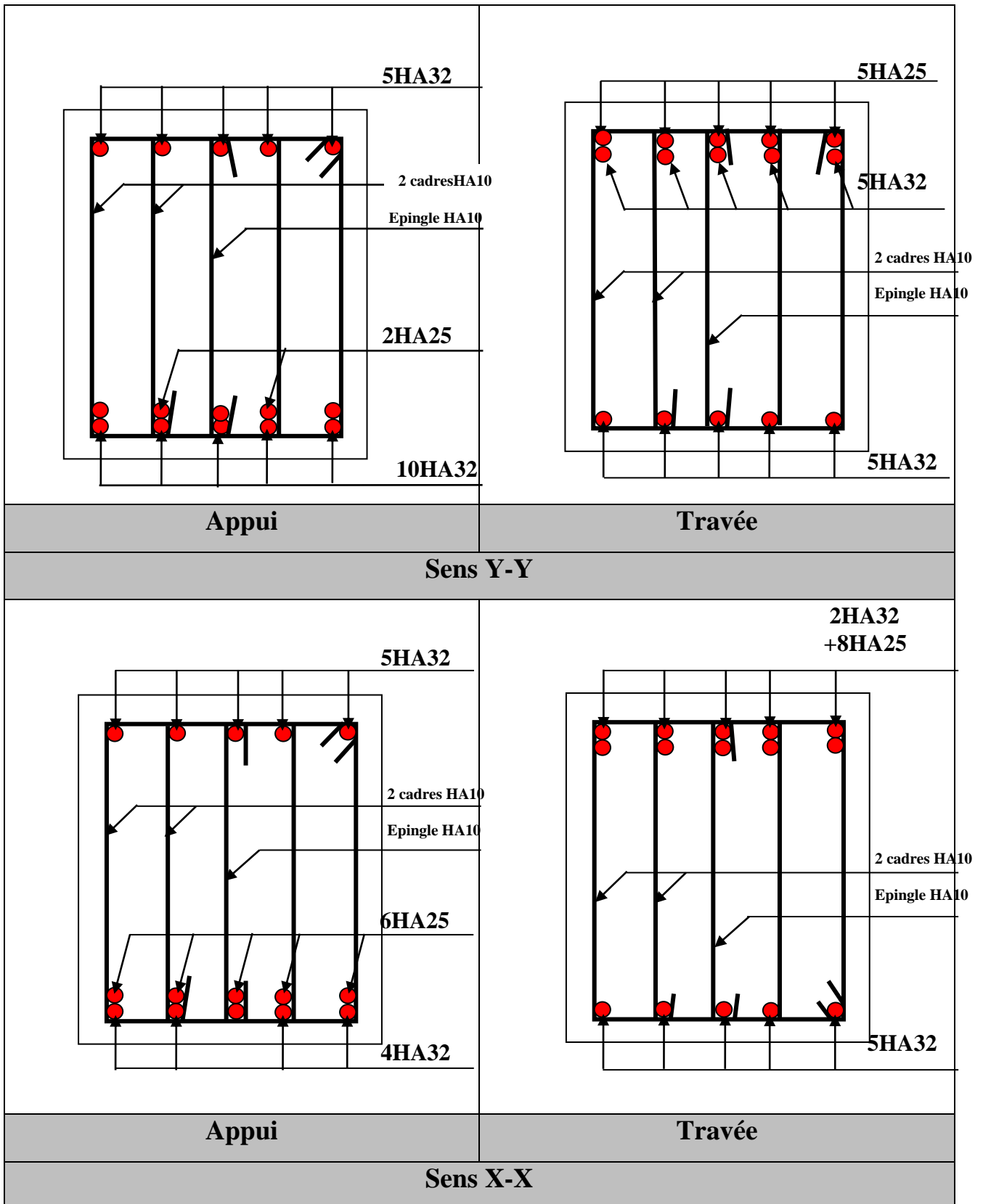
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(31,428;75;25) = 25\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(27,5;12;20) = 12\text{cm} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}.$$

• Schémas de ferrailage des nervures



## VII.3. Voile périphérique

### VII.3.1. Introduction

Selon le **RPA99**, 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.

### VII.3.2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=4,42$  m
- La longueur  $L=6,10$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### VII.3.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 18,9 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion  $c=0,57$  bars

### VII.3.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à

- **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 4,42 \times (18,9 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) - 2 \times 57 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2})) = 29,973 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 3,969 \text{ KN} / \text{ml}.$$

### VII.3.5. Ferrailage du voile périphérique :

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 L'ELU

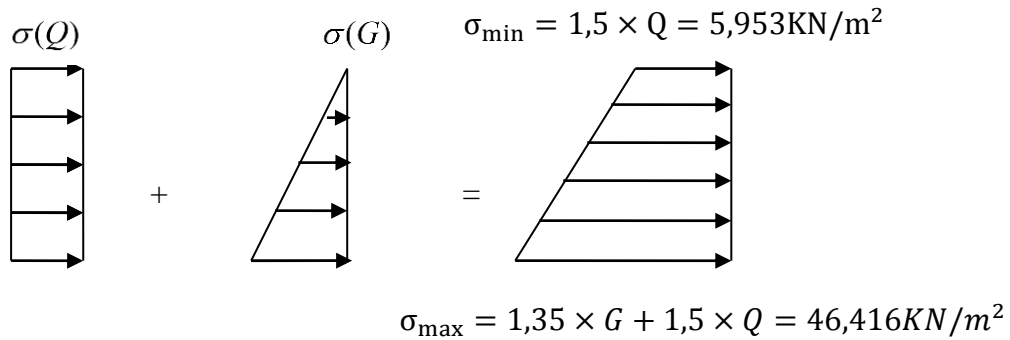


Figure. VII.12.Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36,300 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 36,300 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 4,42 \text{ m} & b &= 100 \text{ cm} \\ L_y &= 6,10 \text{ m} & e &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,724 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,724 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

$$M^x_0 = 46,663 \text{ KN.m}$$

$$M^y_0 = 21,577 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 18,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 39,663 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,5 \times M_{0x} = 23,331 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0,1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	39,663	0,096	0,127	0,163	7,068	2	<b>5HA14 = 7,70</b>
	y-y	18,340	0,0448	0,057	0,166	3,174	2	<b>5HA10 = 3,95</b>
Appui		23,331	0,057	0,073	0,165	4,06	2	<b>4HA12 = 4,52</b>

• **Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sens } y-y : S_t \leq \min(4 \times e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

**VI.5.6. Vérifications**

**A L'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$\rho = 0,724 > 0,4 ; \quad e \geq 12\text{cm}$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots$  pour FeE400

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,72) \times 100 \times 20 = 1,824\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

$A_u > A_{\min} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

On a  $V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{36,300 \times 4,42}{2} \times \frac{4,42^4}{4,42^4 + 6,10^4} = 17,335\text{KN}$

$\tau_u = \frac{17,335}{1 \times 0.13} \times 10^{-3} = 0,133\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots$  condition vérifiée



**A L'ELS**

$$\rho = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} v = 0,2 \\ u_x = 0,0719 \\ u_y = 0,6063 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26,448 \text{ KN} / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 26,448 \text{ KN} / ml$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$$

$$M_x = 0,0719 \times 26,448 \times (4,42)^2 = 37,151 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,4565 \times 16,83 = 22,525 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 31,578 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 19,146 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 18,575 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration}$$

nuisible).

**Tableau VI.12: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.**

Sens		M (KN.M)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
x-x	En travée	31,578	7,931	268,725	non vérifiée
	En appui	18,575	5,708	263,254	non vérifiée
y-y	En travée	19,146	6,201	308,826	non vérifiée
	En appui	18,575	5,708	263,254	non vérifiée

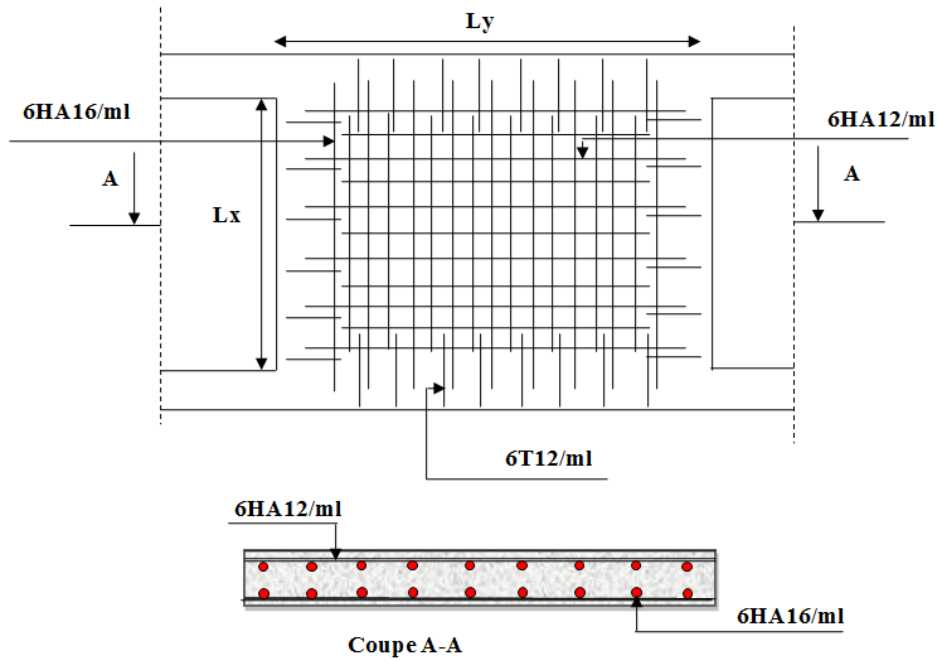
\* **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans les deux sens x-x et y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

**Tableau VI.13:** Resultats du ferrailage et vérification des contraintes.

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	31,578	6HA16=12,06	6,783	15	175,493	201.6
	Appui	18,575	6HA12=6,78	4,887	15	178,477	201.6
Y-Y	Travée	19,146	6HA12=6,78	5,038	15	183,964	201.6
	Appui	18,575	6HA12=6,78	4,887	15	178,477	201.6

**Schéma de ferrailage :**



**Figure. VII.12.**Schéma de ferrailage de voile périphérique.

---

---

## Conclusion générale

---

L'étude d'une structure en génie civil établie non seulement la bonne conception mais aussi la réalisation qui se considère comme l'étape déterminant du succès de cette dernière (étude). Ainsi les connaissances théoriques s'avèrent incomplet pour accomplir une réalisation exemplaire.

L'exploration de notre projet en question nous a permis d'évaser continuellement nos connaissances (théoriques en générale et expérimentales en particulier) acquises le long de notre formation spécialisée.

De cette manière, l'étude idéale doit-être suivie d'une exécution absolue, en effet, le délai de réalisation, le choix et la bonne disposition du système de contreventement, le bonne adoption des matériaux de construction, la perfection de la variante de modélisation, le choix du type de l'infrastructure...sont les facteurs déterminant du résultat heureux de l'étude d'une ossature de la construction civil.

La prise en main du logiciel de modélisation (SAP2000) nous a autorisé une nouvelle perception du comportement dynamique de la structure vis-à-vis des sollicitations qui a été une partie absurde au sein de notre imagination.

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_S * E_S}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{SC} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{SC} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S} = f_{SC}$$

$$f_{st} = E_S * \varepsilon_S$$

OUI

NON

$$\varepsilon_S = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_S = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_S = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S}$$

$$A_S = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

## Annexe 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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	0.0596	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	0.0465	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 3

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 0.5$$

		<b>u/lx</b>											
		<b>v/ly</b>	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	