

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

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Matériaux et structure*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5+ 2 soupen+ Sous-sol) à usage  
d'habitation contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

*M<sup>elle</sup>* : AZOUZ Zoubida.  
*M<sup>elle</sup>* : KERRACHE Fazia.

### Encadreur :

*M<sup>r</sup>* : A. BOUROUBA

### JURY:

*M<sup>lle</sup>* : M.Meziani  
*M<sup>r</sup>* : Z.Larabat

Promotion 2015-2016

## Remerciements

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

*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 Mr : A. BOUROUBA notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A Mr : W. MADANI pour son bon accueil au sein du bureau d'étude.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Zoubida & Fazia*

# Dédicaces

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

*Je dédie ce mémoire :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chères sœurs : Nadia et son mari Alkhayer,*

*dalila et son mari Abd nour*

*Hafsa, Soria, Farida ,Djahida*

*A mes chers frères : Athman et sa femme ghania.mourad et sa fiancée sarah*

*A mes petits neveux : Imane, Ayman, Adam, Ayoub, Alàa, Retadje, zakaria.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*KERRACHE FAZIA*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, que dieu les garde et les protège.  
A tout ma famille sans exception.  
A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

.

*Zoubida*

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Présentation de l'ouvrage .....	3
I.2 Caractéristique géométrique de la structure .....	3
I.3 Données géométriques du site .....	3
I.4 Description structurale .....	4
I.5 Règlements et normes utilisés .....	4
I.6 Combinaison d'action .....	5
I.7 Caractéristique des matériaux .....	7

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction .....	10
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	10
II.3 Pré dimensionnement des éléments principaux.....	23
II.4 Evaluation des charges et des surcharges .....	26
II.5 Descente de charge .....	32
II.6 Conclusion .....	49

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Calcul des planchers.....	51
III.2 Dalles pleines .....	83
III.3. L'ascenseur.....	118
III.4 Acrotère.....	128
III.5 Etude des escaliers .....	134
III.6 Calcul la poutre de chainage .....	144

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Modélisation.....	149
IV.2 Méthodes de calcul des force sismiques .....	149
IV.3 Disposition des voiles .....	155
IV.4 Conclusion générale.....	164

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

V.1 Etude des poutres.....	165
V.2 Etude des poteaux.....	176
V.3 Etude des voiles.....	188
V.4 Conclusion.....	201

## **Chapitre V I : Etude des fondations**

VI.1 Introduction.....	202
VI.2 Choix du type des fondations.....	202
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer.....	202
VI.4 Etude des fondations .....	202
VI.5 Voile périphérique.....	216

# Liste de figures

Fig II.1 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC.....	11
Fig II.2 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher soupen1.....	11
Fig II.3 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher 01à04.....	12
Fig II.4 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher 05.....	12
Fig II.5 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher soupen2.....	13
Fig II.6 Planché à corps creux.....	14
Fig. II.7 Coupe transversale d'une poutrelle.....	14
Fig. II 8 les dalles sur deux appuis.....	15
Fig. II.9 les dalles sur trois appuis.....	16
Fig. II.10 les dalles sur quatre appuis.....	17
Fig. II.11 Coupe verticale de l'escalier.....	18
Fig.II.12 Vue en plan d'escalier d'étage.....	19
fig. II.13 Schéma statique de l'escalier d'étage courant.....	19
Fig .II. 14 Vue en plan d'escalier en bois des soupentes.....	21
Fig. II.15.Cage d'ascenseur.....	21
Fig. II.16 Schéma de l'acrotère inaccessible.....	22
Fig II.17 Coupe de voile en élévation.....	25
Fig. II.18. Vue n plan d'identification des poteaux de la descente de charge.....	32
Fig.II.19 Les poteaux « E3 » et « D3 » de la desente de charge.....	33
Fig.II.20 Schéma statique de la desente de charge.....	37
Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	52
Fig. III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	52
Fig. III.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	53
Fig. III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	53
Fig III.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	83
Fig. III.6 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1.....	87
Fig. III.7 schéma de ferrailage des dalles des balcons.....	92
Fig. III.8.Dalle sur trois appuis.....	92
Fig. III.9.Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis).....	97
Fig. III.10.Dalle sur trois appuis.....	97

Fig III .11.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	103
Fig. III.12.Dalle sur trois appuis .....	103
Fig III .13 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	107
Fig. III.14.Schéma de ferrailage .....	112
Fig. III.15.Schéma de ferrailage pour la dalle sur quatre appuis .....	118
Fig. III.16 Cage d'ascenseur .....	119
Fig. III.17 représentant de la surface d'impact .....	119
Fig. III.18 Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	125
Fig. III.19 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	127
Fig. III.20 Vue en plan d'un acrotère.....	128
Fig. III.21 Section à ferrailer .....	130
Fig.III.22Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	134
Fig. III.23 Schéma de ferrailage de la partie 1 et 2 de l'escalier .....	140
Fig. III.24 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	143
Fig. III.25 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	148
Fig. IV.1 Spectre de réponce.....	153.
Fig .IV.2 Modèle de la structure .....	154
Fig.IV.3Disposition des voiles .....	155
Fig. IV.4. 1 <sup>er</sup> Mode( translation suivant y) .....	157
Fig. IV.5. 2 <sup>ème</sup> Mode( translation suivant x) .....	158
Fig. IV.6 3 <sup>ème</sup> Mode(torsion autour de z).....	159
Fig. V.1 Disposition constructives des portiques.....	166
Fig. V.2 Reduction des sections de poteau .....	186
Fig. V.3 Schéma de ferrailage de voile ( $V_{X1}$ ).....	201
Fig.VI.1 Schéma de rupture de la dalle de radier .....	207
Fig. VI.2. Shéma de ferrailage de radier .....	210
Fig.VI.3 Schéma statique équivalent.....	211
Fig. VI.4 Section a ferrailer .....	212
Fig .VI.5Schéma de ferrailage des nervures .....	215
Fig.VI.6Voile périphérique.....	216
Fig. VI.7 Repartition des contraintes sur le voile .....	217
Fig .VI.8 Schéma de ferrailage de voile périphérique .....	220

# Liste des tableaux

Tableau I.1 Fe en fonction de type d'acier.....	08
Tableau II.1 les dimensions de la cage d'escaliers du bâtiment.....	20
Tableau.II.2 Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher à Terrasse inaccessible.....	26
Tableau. II.3 Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher d'étage Courant : .....	26
Tableau. II.4 Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher de la 1 <sup>er</sup> soupente .....	27
Tableau II.5 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....	28
Tableau II.6 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine des balcons.....	28
Tableau II.7 Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.....	29
Tableau II.8 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers.....	29
Tableau II.9 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour 1 <sup>ère</sup> à 4 <sup>ème</sup> étage .....	30
Tableau II.10 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour RDC, 1 <sup>er</sup> soupente et 5 <sup>ème</sup> étage .....	31
Tableau II.11 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour sous sol .....	31
Tableau. II.12 poids propre des poteaux .....	35
Tableau. II.13 poids des éléments .....	35
Tableau. II.14 Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau E3 .....	36
Tableau. II.15 La loi de dégression pour le poteau E3.....	37
Tableau. II.16 Descente de charges pour le poteau E3 .....	38
Tableau. II.17 poids des éléments .....	42
Tableau. II.18 Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau D3.....	43
Tableau. II.19 La loi de dégression pour le poteau D3 .....	43
Tableau. II.20 Descente de charges pour le poteau D3 .....	44
Tableau. II.21 Efforts normaux dans les deux poteaux.....	46

Tableau II.22 L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau.....	46
Tableau. II.23 Vérification des poteaux la compression simple .....	47
Tableau. II.24 Vérification des poteaux au flambement .....	49
Tableau III.1 Les Types de poutrelles .....	54
Tableau III.2 Combinaisons d'action .....	55
Tableau .III.3 Sollicitations à l'ELU (type 1) .....	57
Tableau .III.4 Sollicitations à l'ELS (type 1) .....	57
Tableau .III.5 Sollicitations à l'ELU (type 2) .....	61
Tableau .III.6 Sollicitations à l'ELS (type 2) .....	62
Tableau .III.7 Sollicitations à l'ELU (type 3) .....	63
Tableau .III.8 Sollicitations à l'ELS (type 3) .....	63
Tableau III.9 Les moments isostatiques max en travées .....	64
Tableau III.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) .....	66
Tableau III.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4).....	66
Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) .....	67
Tableau III.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4).....	67
Tableau .III.14 Sollicitations à l'ELU (type 5) .....	67
Tableau .III.15 Sollicitations à l'ELS (type 5) .....	68
Tableau .III.16 Sollicitations à l'ELU (type 6) .....	68
Tableau .III.17 Sollicitations à l'ELS (type 6) .....	68
Tableau .III.18 Les Sollicitations maximales.....	68
Tableau .III.19 Calcul des sections d'armatures des poutrelles .....	75
Tableau .III.20 Vérification des armatures longitudinale au cisaillement .....	76
Tableau .III.21 Vérification des états limite de compression du béton.....	76
Tableau .III.22 vérification des états limite de déformation .....	81
Tableau.III.23 Schéma de ferrailage des poutrelles .....	82
Tableau III.24 Résultats de ferrailage du 1 <sup>er</sup> type de dalle.....	85
Tableau III.25 Résultats de ferrailage du 2 <sup>ème</sup> type de dalle .....	90
Tableau III.26 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ) .....	91
Tableau III.27 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ) .....	91
Tableau III.28 Vérification des contraintes aux appuis.....	91
Tableau III.29 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	93
Tableau III.30 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ) .....	95

Tableau III.31 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ).....	95
Tableau III.32 Vérification des contraintes aux appuis.....	96
Tableau III.33 Vérification des contraintes aux appuis.....	96
Tableau III.34 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	99
Tableau III.35 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	101
Tableau III.36 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ).....	101
Tableau III.37 Vérification des contraintes aux appuis.....	101
Tableau III.38 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	102
Tableau III.39 Vérification des contraintes aux appuis.....	102
Tableau III.40 Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle.....	103
Tableau III.41 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	104
Tableau III.42 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	104
Tableau III.43 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ).....	105
Tableau III.44 Vérification des contraintes aux appuis.....	105
Tableau III.45 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	106
Tableau III.46 Vérification des contraintes aux appuis.....	106
Tableau III.47 Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle.....	107
Tableau III.48 Résultats de ferrailage du 2ème type de dalle.....	110
Tableau III.49 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	111
Tableau III.50 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ).....	111
Tableau III.51 Vérification des contraintes aux appuis.....	111
Tableau III.52 Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle.....	112
Tableau III.53 Résultats de ferrailage du 2ème type de dalle.....	115
Tableau III.54 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ).....	116
Tableau III.55 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ ).....	116
Tableau III.56 Vérification des contraintes aux appuis.....	117
Tableau III.57 Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle.....	117
Tableau III.58 Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	121
Tableau III.59 Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	126
Tableau III.60 Combinaison d'action.....	129
Tableau III.61 Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1).....	137
Tableau III.62 Ferrailage de l'escalier de l'étage courant (Type 1).....	138
Tableau III.63 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	139

Tableau III.64 Evaluation de la flèche dans les parties 1 et 2 de l'escalier.....	140
Tableaux III-65 Calcul d'armature.....	141
Tableaux III-66 Armatures longitudinales .....	145
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités pq.....	150
Tableau. IV.2 Périodes et taux de participation massique .....	155
Tableau. VI.3Périodes et taux de participation massique sans sous-sol .....	156
Tableau. IV.4 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	159
Tableau. IV.5 Vérification sous charges verticales.....	160
Tableau. IV.6 Vérification sous charges horizontales.....	161
Tableau. IV.7Vérification de l'effort normal réduit.....	161
Tableau. IV.8 Vérification vis-à-vis des déformations .....	162
Tableau IV.9 Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	163
Tableau V.1 regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres .....	168
Tableau V.2 calcul d'espacements des barres .....	172
Tableau V.3 vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	172
Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	173
Tableau V.5 Vérification de la flèche pour les poutres .....	173
Tableau V.6 Evaluation de la flèche .....	174
Tableau V.7 Schéma de ferrailage des Poutres .....	175
Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	178
Tableau V.9 Sollicitations dans les poteaux.....	179
Tableau V.10 Ferrailage des poteaux.....	179
Tableau V.11 Calcul des armatures transversales .....	180
Tableau V.12Vérification du flambement pour les poteaux .....	181
Tableau V.13 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux .....	182
Tableau V.14 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....	183
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux .....	184
Tableau V.16 Vérification de la zone nodale .....	185
Tableau V.17 Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau .....	186
Tableau V.18 Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à x-x' .....	190
Tableau V.19 Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}$ // à y-y' .....	191
Tableau V.20 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	191
Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	192

Tableau V.22 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux.....	193
Tableau V.23 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x4}$ dans tous les niveaux.....	194
Tableau V.24 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x5}$ dans tous les niveaux.....	195
Tableau V.25 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x6}$ dans tous les niveaux.....	196
Tableau V.26 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{Y1}$ dans tous les niveaux .....	197
Tableau V.27 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{Y2}$ dans tous les niveaux .....	198
Tableau V.28 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{Y3}$ dans tous les niveaux .....	199
Tableau V.29 Sollicitations de calcul dans le voile $V_{Y4}$ dans tous les niveaux .....	200
Tableau VI.1 Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	207
Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	209
Tableau VI.3 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal .....	212
Tableau VI.4 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal .....	212
Tableau VI.5 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	213
Tableau VI.6 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	213
Tableau VI.7 Vérification de l'effort tranchant .....	213
Tableau VI.8 Résumé des résultats (vérification des contraintes) .....	214
Tableau VI.9 Section des armatures du voile périphérique .....	218
Tableau VI.10 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	220

# INDEXE

## Notations :

La signification des notations est suivante :

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

# ***Introduction Générale***

# Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accru avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes sont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriées, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays, et tenir compte des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+5+2souterrain+sous-sol), il regroupe des logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques + voiles). Il est structuré en six chapitres principaux :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation du projet.
- deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.

- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# ***Chapitre I***

### I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude fait partie d'une promotion immobilière « Résidence La Marina » au profit de Sarl B.H immo, qui est implanté au marché hebdomadaire de la ville d'Aokas, wilaya de Bejaia qui est classée d'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003) comme zone IIa de moyenne sismicité.

L'ouvrage en question est un immeuble (R+5+2soutente+sous-sol) destiné à l'usage d'habitation qui est classé d'après le RPA99/Version 2003 dans le groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

### I.2 Caractéristique géométrique de la structure

Les caractéristiques de notre structure sont :

- ✓ Largeur en plan.....**18.10m.**
- ✓ Longueur en plan.....**27.90m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment hors sol.....**24.74m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**03.06m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**03.56m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**03.06m.**
- ✓ Hauteur des soutentes.....**03.00m**

### I.3 Données géométriques du site

Malheureusement, nous ne disposons pas la version complète du rapport de sol, seul la conclusion générale nous a été confiée. D'après cette dernière, le terrain est plat, graveleux moyennement compact en surface. des eaux souterraines sont par ailleurs constatées à partir de 7 mètres de profondeur.

Les essais ont montré aussi que le sous sol est hétérogène vis-à-vis de sa résistance ce qui divise le terrain en deux zone (A et B).

Zone A :

- profondeur d'ancrage  $D \geq 3.40\text{m}$
- contrainte admissible  $\bar{\sigma} = 0.95\text{bars}$

Zone B :

- profondeur d'ancrage  $D \geq 2.00\text{m}$
- contrainte admissible  $\bar{\sigma} = 1.2\text{bars}$

Les caractéristiques mécaniques du sol jusqu'à 6 mètre de profondeur sont :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3, \varphi = 19^\circ, C = 0.28\text{bar.}$$

Notre structure se situe dans la zone B et la profondeur d'ancrage recommandée est  $D \geq 2.80\text{m}$ .

## **I.4 Description structurale**

### **I.4.1 Ossature et système de contreventement**

Etant donné que la hauteur de notre bâtiments dépasse 14 mètres et d'après le RPA99/Version 2003, le contreventement ne peut pas être assuré uniquement par des portiques auto stables, il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte voile-portiques.

### **I.4.2 Les planchers**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

### **I.4.3 Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

### **I.4.4 Les maçonneries**

- les murs extérieurs seront réalisés en brique creuses à doubles cloisons de (10+15) séparées par une âme d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

### **I.4.5 L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

### **I.4.6 Balcons**

Dans notre bâtiment, on a deux types de balcons, ceux qui sont réalisés en dalle pleine, et ceux qui sont réalisé en corps creux.

### **I.4.7 L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

## **I.5 Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ❖ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ❖ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ❖ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ❖ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

### **I.5.1 Les Actions**

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

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

### **I.5.2 Les actions permanentes (G)**

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

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

### **I.5.3 Les actions variables (Q)**

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

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

### **I.5.4 Les actions accidentelles (FA)**

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

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

## **I.6 Combinaison d'action**

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.6.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance**

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient

les plus défavorables.

### I.6.1.1 Combinaisons fondamentales

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+\gamma_{Q1} Q_1+\sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Expression dans laquelle  $\gamma_{Q1}$  vaut 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants :

- la température
- les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier
- les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

### I.6.1.2 Combinaisons accidentelles

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{11} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i > 1)$$

Avec  $F_A$  valeur nominale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$  valeur fréquente d'une action variable

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

### I.6.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

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

### 1.6.3 Combinaisons de calcul

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

- Situations durables : ELU :  $1.35G+1.5Q$   
ELS :  $G+Q$
- Situations accidentelles :  $G+Q+E$   
 $0.8G+E$

### I.7 Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles technique de conception et calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

- **Béton**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

### Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est **25MPA** prévue à 28j, et par conséquent.

$$f_t = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{MPA} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.2).}$$

### Contraintes limites

A L'ELU : est noté  $\sigma_{bc}$  tel que  $\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$  CBA93 (Art A.4.3.4).

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de de situation durable ou transitoire} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton

A L'ELS : est donné par  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPA}$

### Module de déformation du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés

#### 1. Le module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11.000 * (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{MPA}$$

#### 2. L module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 10818.8 \text{MPA}$$

Coefficient du poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «  $\nu$  ».

L'ELU :  $\nu=0 \rightarrow$  calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu=0.2 \rightarrow$  calcul des déformations.

- **Acier**

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

**Tableau I.1** Fe en fonction du type d'acier

	Acier rends lisses		Acier à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE500	FeE500
Fe[MPa]	215	235	400	500	500	500

Avec Fe la limite d'élasticité.

### Contrainte limite de l'acier

**A L'ELU** 
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : contrainte limites élastique.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s$  : 1.15 en cas de situation durable ou transitoires.

$\gamma_s$  : 1.00 en cas de situations accidentelles.

### A L'ELS

- Cas de la Fissuration Peu Préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée, les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées.

- Cas de la Fissuration Préjudiciable : les contraintes dans l'acier sont limitées à :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * (\eta * f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right\} ; \text{avec}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{Pour les rendes lisse} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour les aciers H.A dont } \phi > 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 & \text{pour les aciers H.A dont } \phi < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

- Cas de la Fissuration Très Préjudiciable : les contraintes dans l'acier sont limitées à :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ 0,5 * f_e ; 90 * (\eta * f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right\}$$

Le diamètre des armatures est au moins égal à 8mm.

# ***Chapitre II***

### 85II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra de prévoir les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations et les efforts auxquels ils sont soumis. Cette opération sera réalisée conformément aux lois et règles dictées par la réglementation en vigueur. Par ailleurs, il est à noter que les résultats trouvés dans ce chapitre ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase dimensionnement.

### II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

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

Dans notre structure, on trouve des planchers à corps creux et des dalles pleines. .

#### II.2.1 Plancher à corps creux

La hauteur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

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

$h_t$  : la hauteur totale du plancher.

- On supposera que la largeur des poutres est 30 cm (appuis des poutrelles).
- Le choix du sens de disposition des poutrelles est pris selon le critère de la continuité et le critère de la plus petite portée.

Dans notre structure, la disposition des poutrelles est indiquée sur les figures suivantes :

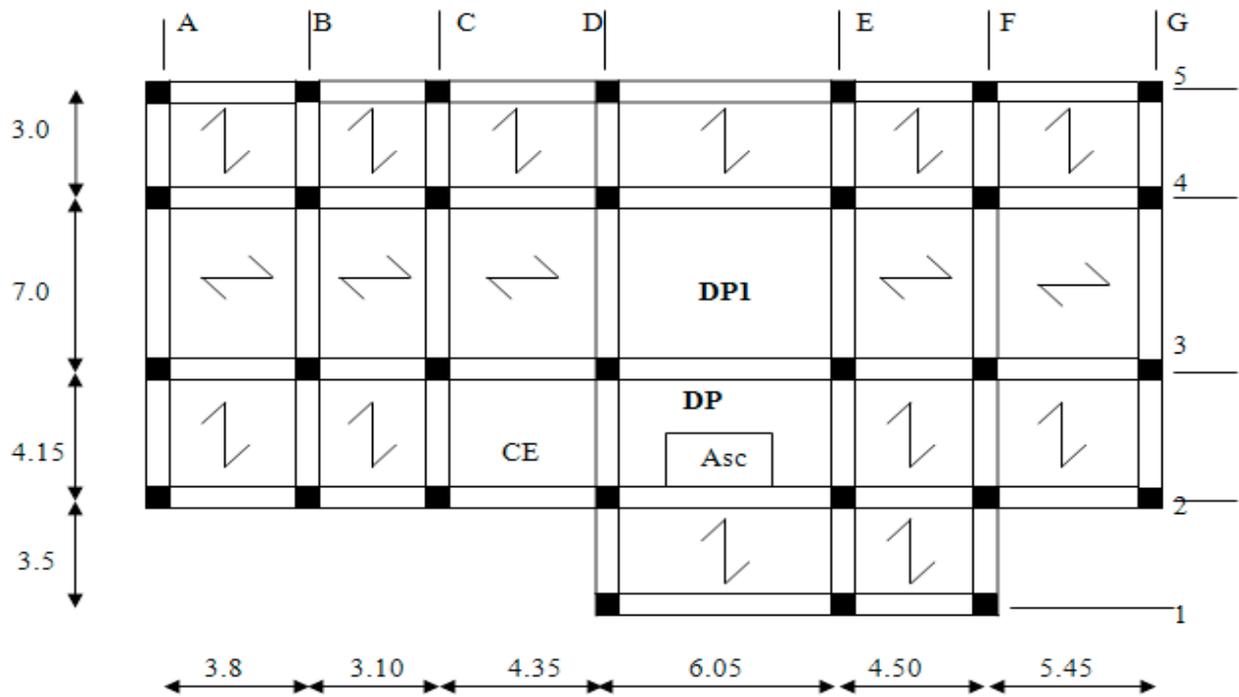


Fig. II.1. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC

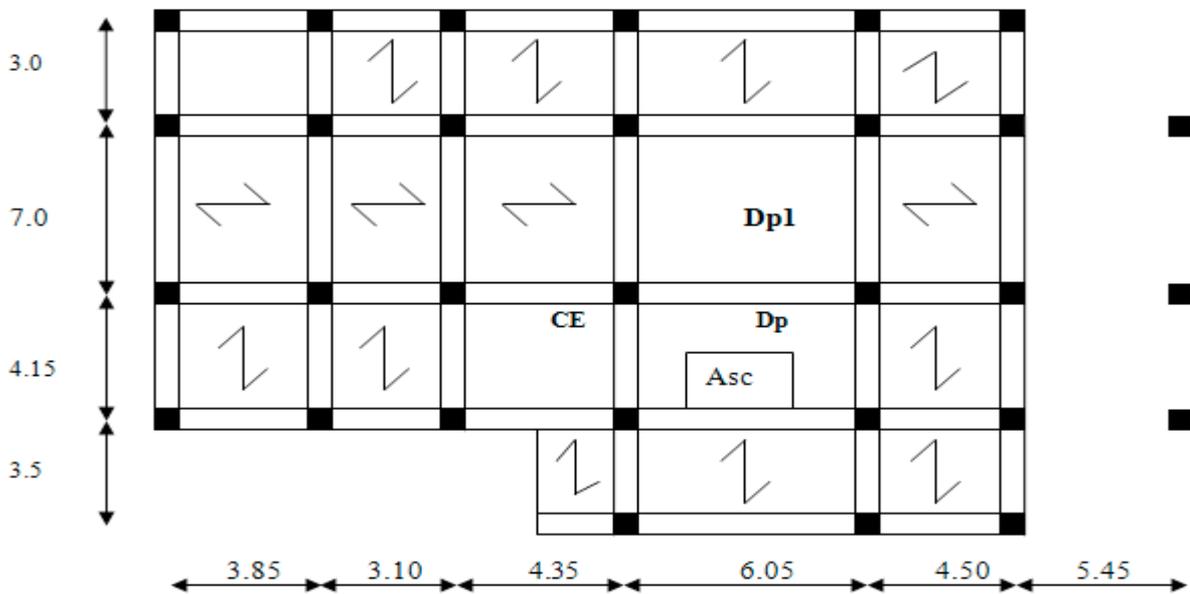


Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher soupente1.

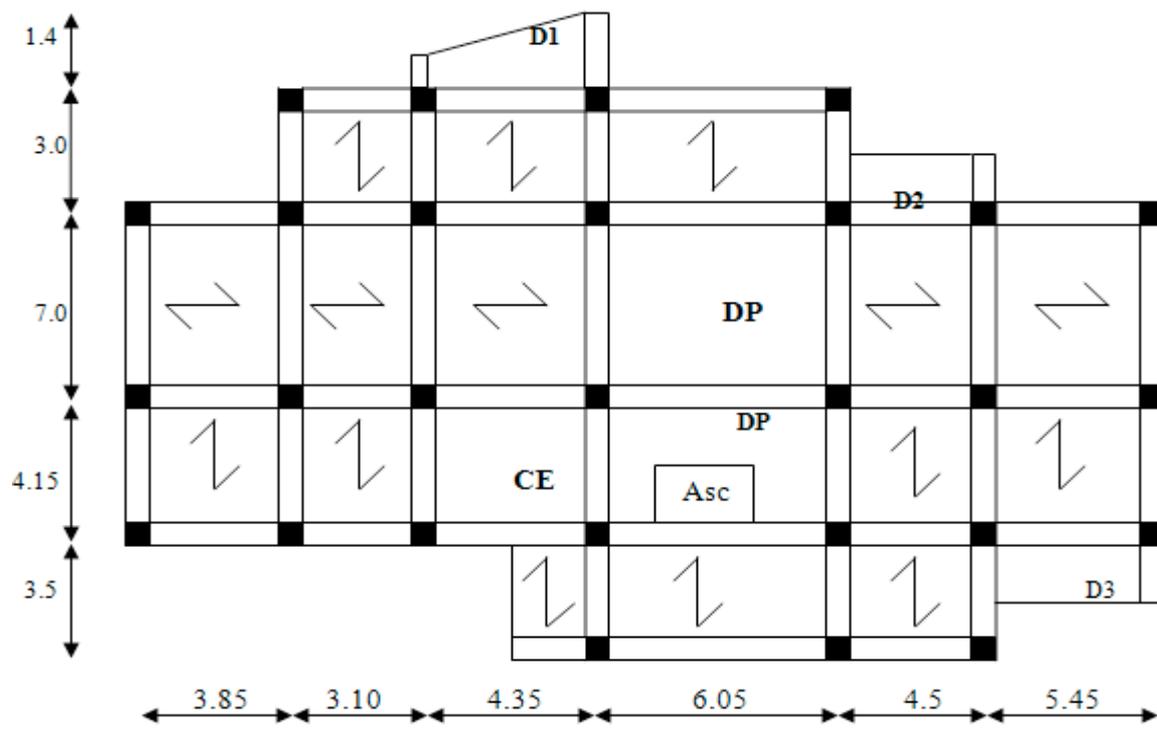


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher 01 à 04.

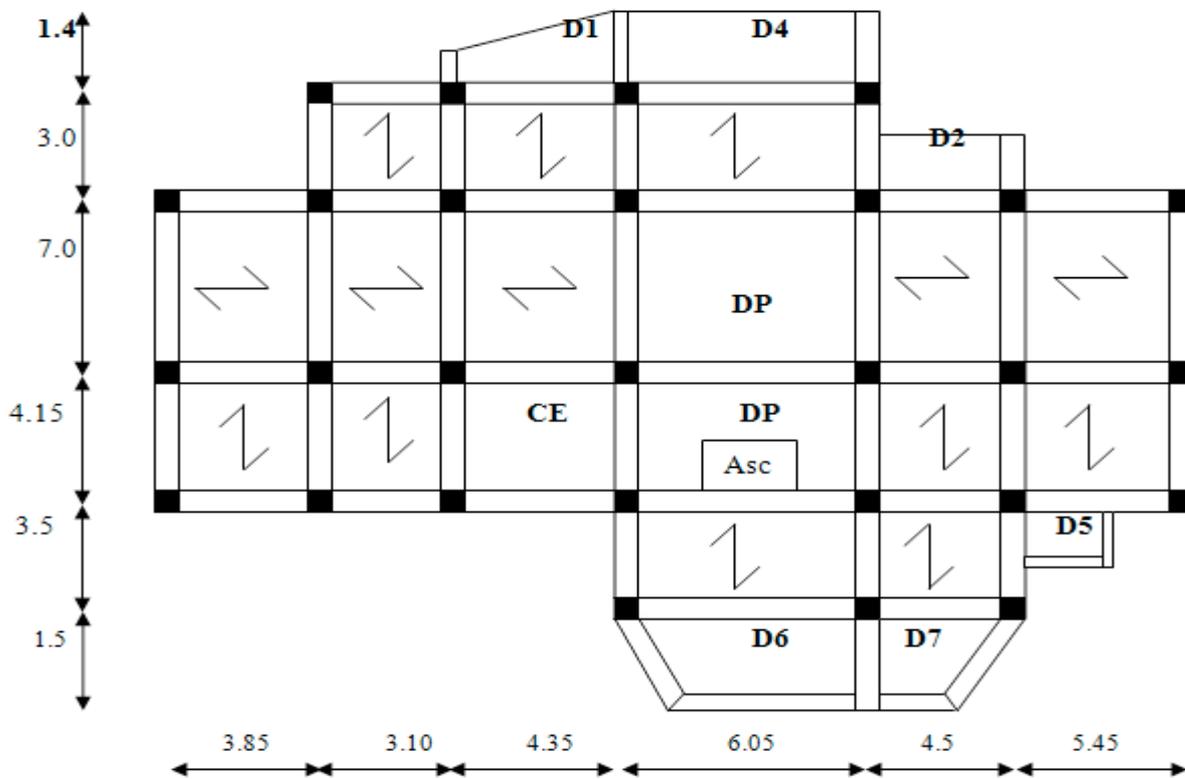


Fig. II.4. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher 05.

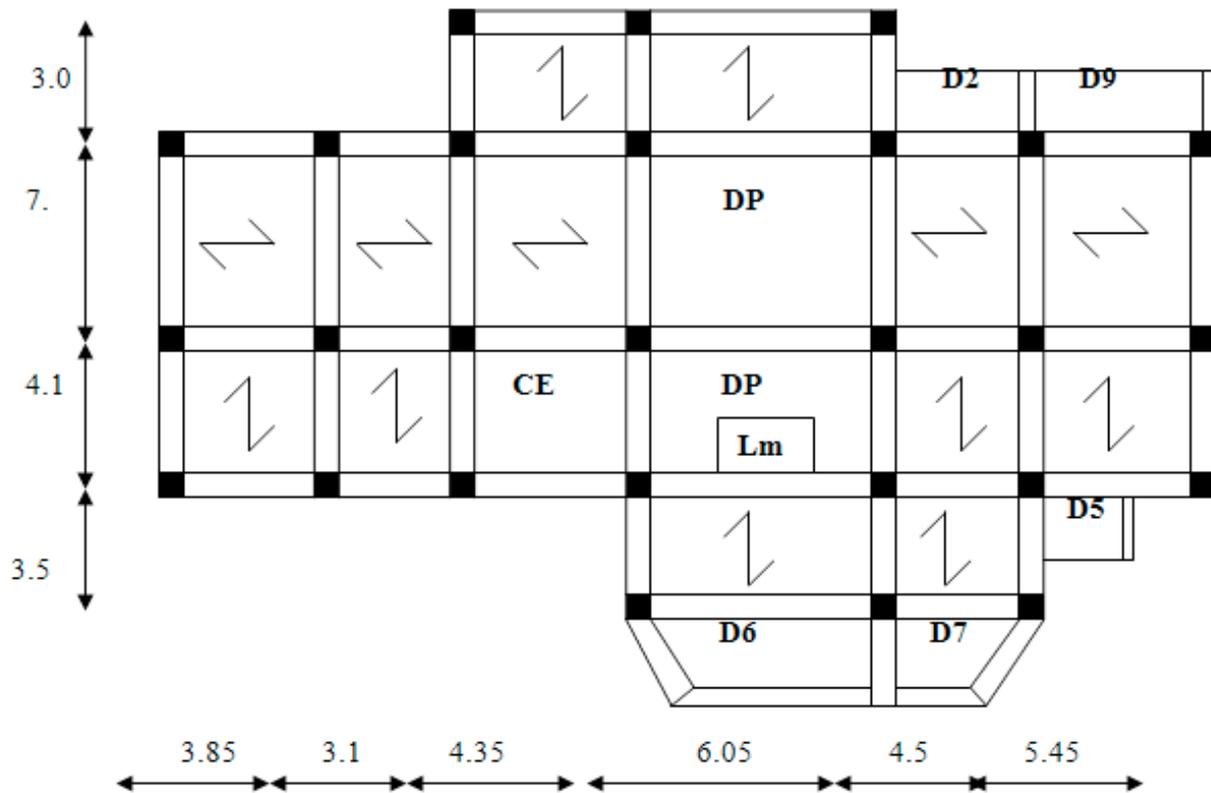


Fig. II.5. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher soupente2.

Il y a deux type de plancher, plancher pour la 1<sup>er</sup> soupente et pour RDC et autres étages

$$L_{\max} = (450 - 30) = 420 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm} .$$

Donc on adopte un plancher de hauteur  $h_t = 20\text{cm}$

- { 16 cm : Hauteur du corps creux.
- { 4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

$$L_{\max} = (545 - 30) = 515 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{515}{22.5} = 22.88 \text{ cm} .$$

Donc on adopte un plancher de hauteur  $h_t = 24\text{cm}$ .

- { 20 cm : Hauteur du corps creux.
- { 4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

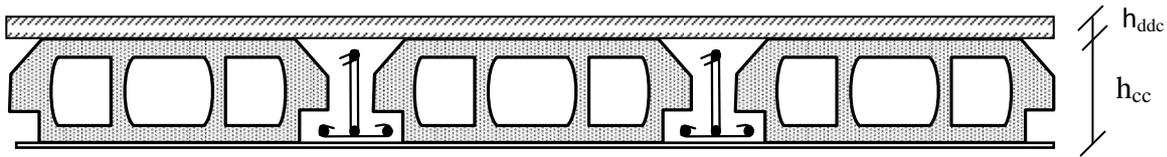


Fig II.6 Planché à corps creux.

- **Détermination de la largeur de la table de compression**

Pour la 1<sup>er</sup> soupenne,  $h_t = 20\text{cm}$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h_0$  : la hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 10\text{cm}$  : la largeur de la poutrelle, elle est déterminée forfaitairement.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t = (0.8 \text{ à } 1.2)$$

On adopte :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$L_x$  : représente la distance entre nus d'appuis de deux éléments calculés.

$$L_x = L_0 \cdot b_0 = 55\text{cm}.$$

$L_y$  : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_y = 300 - 30 = 270\text{cm}.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 27)$$

Soit :  $b_1 = 27\text{cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27 + 10 = 64\text{cm}$$

Soit :  **$b = 64\text{cm}$**

Pour RDC et autres étages,  $h_t = 24\text{cm}$

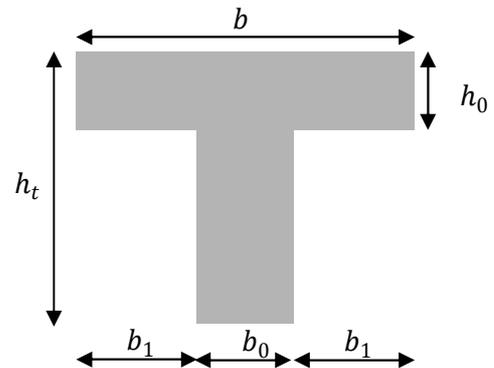


Fig. II.7 Coupe transversale d'une poutrelle.

On adopte :  $b_0 = 12\text{cm}$

Après les calculs on trouve :  $b = 65\text{cm}$

### II.2.2 Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### II.2.2.1 Résistances au feu

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

#### II.2.2.2 Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$e \geq \frac{l_x}{20}$  → Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à  $L_x$ .

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  → Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. Avec  $\rho \leq 0.4$ .

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  → Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire.  $\rho > 0.4$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité. Avec  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

#### Dalle sur deux appuis



Fig. II 8 les dalles sur deux appuis

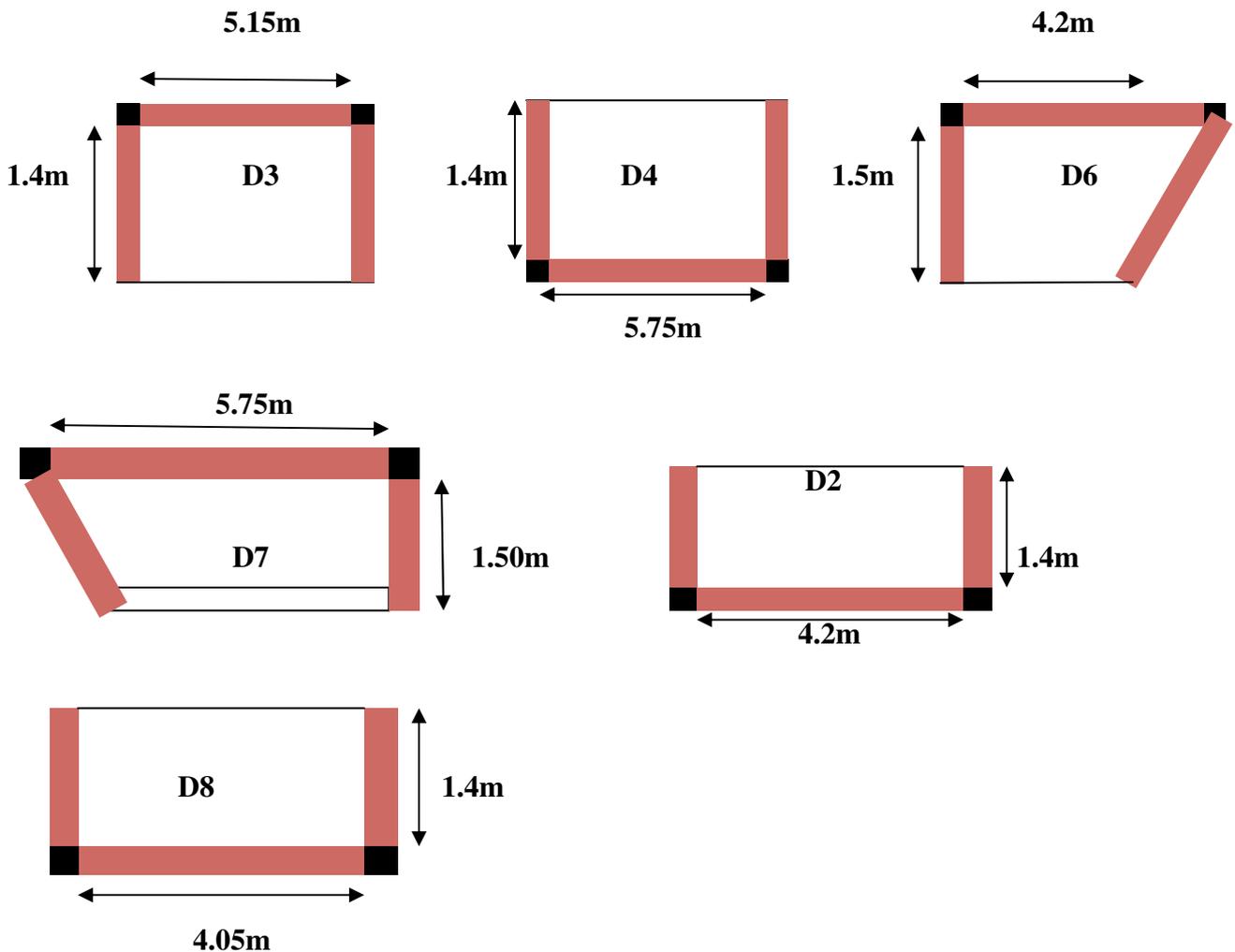
- **D1** :  $L_x=151 \text{ cm}$  ;  $L_y=405 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{151}{405} = 0.37 \Rightarrow \rho \leq 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{151}{35} \leq e \leq \frac{151}{30} \Leftrightarrow 4.31 \leq e \leq 5.03 \Rightarrow e=4.5 \text{ cm}$$

- **D4**:  $L_x=140 \text{ cm}$  ;  $L_y=175 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{140}{175} = 0.8 \Rightarrow \rho > 0.4$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Leftrightarrow 3.11 \leq e \leq 3.5 \Rightarrow e=3.2 \text{ cm}$$

**Dalle sur trois appuis**



**Fig. II.9 les dalles sur trois appuis**

- **D2** :  $L_x=140 \text{ cm}$ ,  $L_y=420 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{140}{420} = 0.33 \Rightarrow \rho \leq 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Leftrightarrow 4 \leq e \leq 4.66 \Rightarrow e=4.5 \text{ cm}$$

- **D3** :  $L_x=140 \text{ cm}$ ,  $L_y=515 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{140}{515} = 0.27 \Rightarrow \rho \leq 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Leftrightarrow 4 \leq e \leq 4.66 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm}$$

- **D4 :  $L_x=140 \text{ cm}$ ,  $L_y=575 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{140}{575} = 0.24 \Rightarrow \rho \leq 0.4$**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Leftrightarrow 4 \leq e \leq 4.66 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm}$$

- **D6 :  $L_x=150 \text{ cm}$ ,  $L_y=420 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{150}{420} = 0.35 \Rightarrow \rho \leq 0.4$**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Leftrightarrow 4.28 \leq e \leq 5 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm}$$

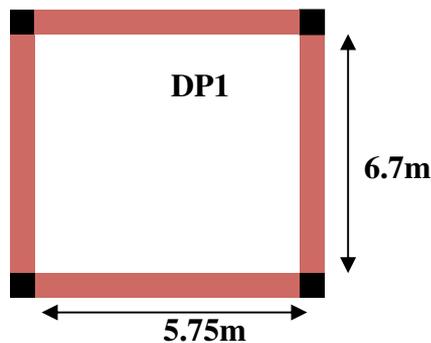
- **D7 :  $L_x=150 \text{ cm}$ ,  $L_y=575 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{150}{575} = 0.26 \Rightarrow \rho \leq 0.4$**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Leftrightarrow 4.28 \leq e \leq 5 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm}$$

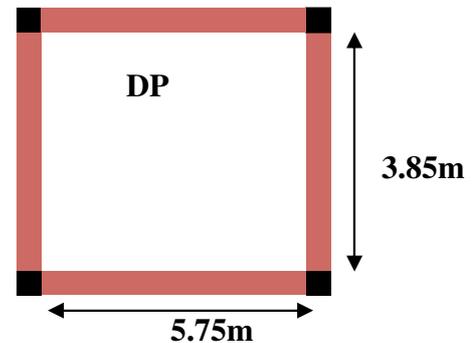
- **D8 :  $L_x=140 \text{ cm}$ ,  $L_y=405 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{140}{405} = 0.34 \Rightarrow \rho \leq 0.4$**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Leftrightarrow 4 \leq e \leq 4.66 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm}$$

**Dalle sur quatre appuis**



**Dalle de l'ascenseur**



**Fig. II.10 les dalles sur quatre appuis.**

- **DP :  $L_x=575 \text{ cm}$ ,  $L_y=670 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{575}{670} = 0.85 \Rightarrow \rho > 0.4$**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{575}{45} \leq e \leq \frac{575}{40} \Leftrightarrow 12.77 \leq e \leq 14.37 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

- **DP :  $L_x=385 \text{ cm}$ ,  $L_y=575 \text{ cm}$  ;  $\rho = \frac{385}{575} = 0.67 \Rightarrow \rho > 0.4$**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{385}{45} \leq e \leq \frac{385}{40} \Leftrightarrow 8.55 \leq e \leq 9.62 \Rightarrow e = 9.5 \text{ cm}$$

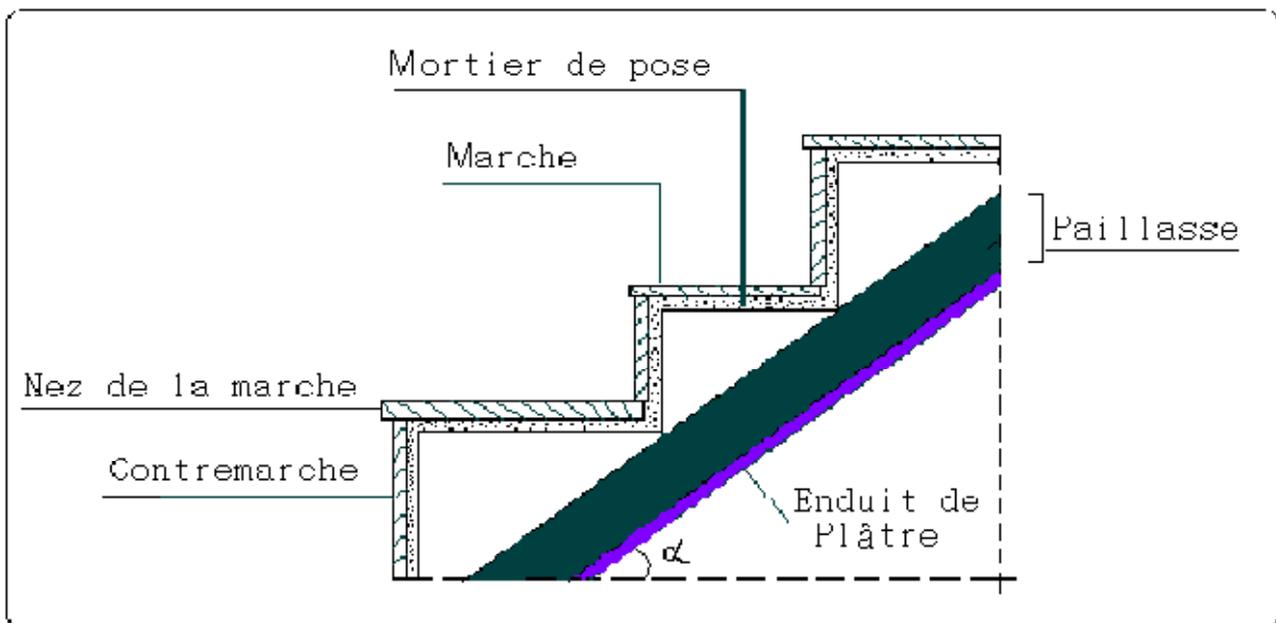
On admet que :  $e=14\text{cm}$  pour les balcons

$e=15\text{cm}$  pour les dalles pleines

### II.2.3 Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches. Le choix des démentions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, hôpital.....etc.)



**Fig. II.11 Coupe verticale de l'escalier.**

Dans notre bâtiment on a différents types d'escaliers :

-Au niveau de la soupenle on a des escaliers en bois.

-Au niveau de sous sol, RDC et les autres étages on a escalier en béton armé à deux volées avec un palier de repos avec des marches de 30cm et contre marche de 17cm.

#### Type 1escalier droit à 2 volées.

L'escalier est composé de 2 volées identiques donc le calcul sera effectué pour une seule volée.

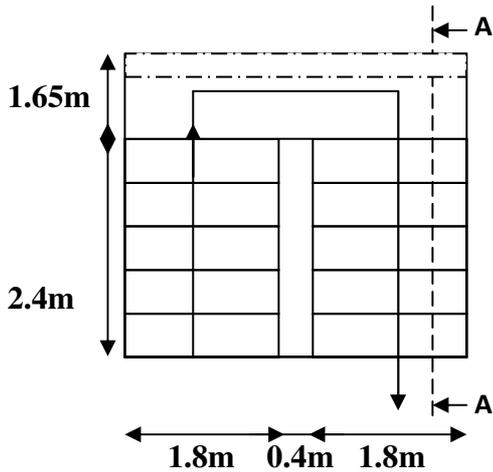


Fig.II 12 Vue en plan d'escalier d'étage

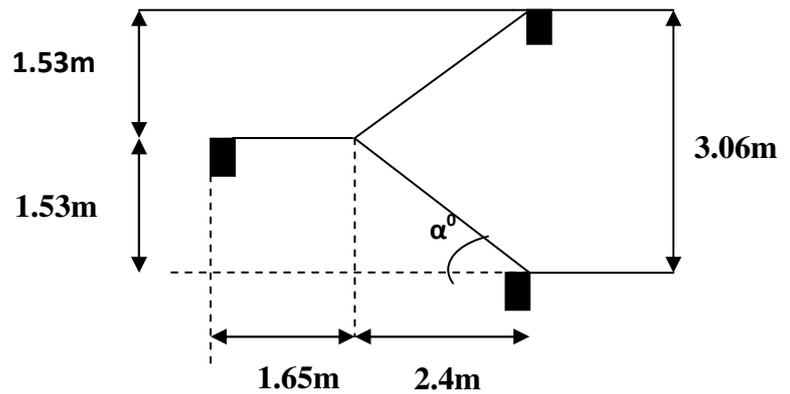


Fig.II 13 Schéma statique de l'escalier

RDC+soupenite +étage5

d'étage RDC +soupenite+étage5

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- $H_0$  : demi-hauteur d'étage.
- $L_0$  : longueur totale d'escalier.
- $g$  : le giron (la largeur d'une marche).
- $h$  : hauteur de la contre marche.

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

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

-la longueur développée est :  $L=L_V+L_P$

- $L_V$  : longueur de la volée

- $L_P$  : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.65 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 4.5m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20}$$

$$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq e \leq 22.5 \text{ cm}$$

On prend **e=16cm**

✓ calcul du nombre de marche et de contre marche

On a  $L_0 = 2.4 \text{ m}$  ;  $H = 1.53 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **n=9**

Le nombre de marche est : **n-1=8**

✓ Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

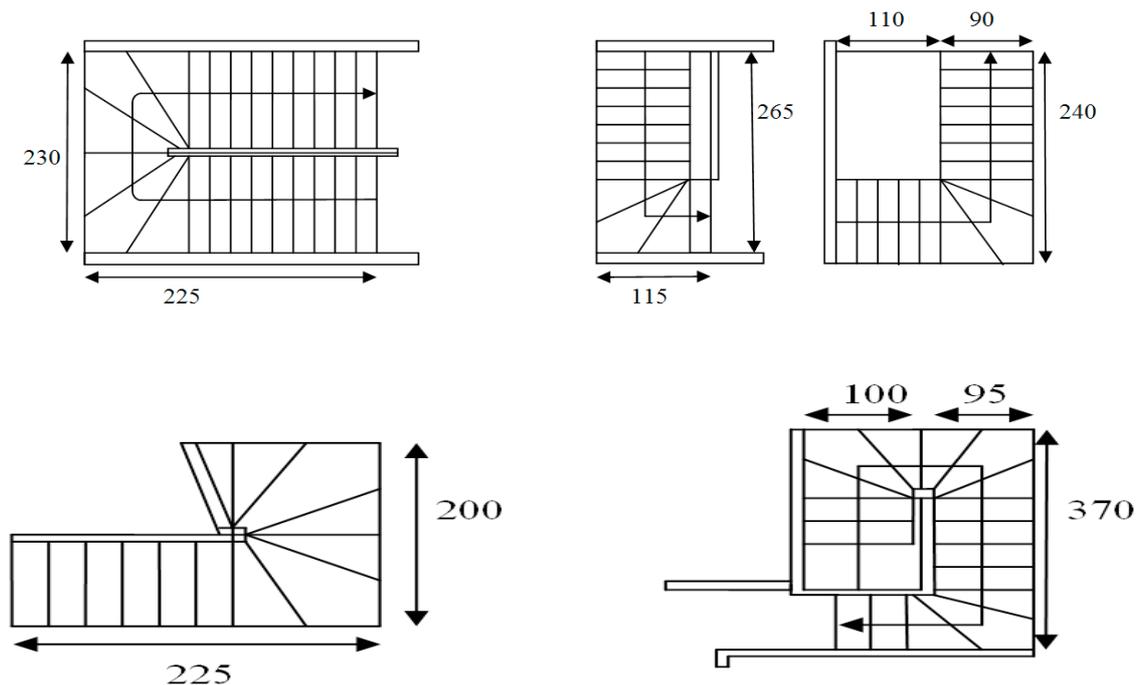
$\Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

**Tableau II.1** les dimensions de la cage d'escaliers du bâtiment

Cages d'escaliers	Volées	L <sub>0</sub> (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et soupen <sub>1</sub> Et Etage <sub>5</sub>	1et2	2.4	3.00	4.48	32.52°	9	17	30	16
Sous sol.	1et2	2.4	3.56	4,64	36.56°	10	17	30	16

**Type 2 L'escalier en bois**



**Figure .II. 14 Vue en plan d'escalier en bois des soupentes**

**II.2.4 Ascenseur**

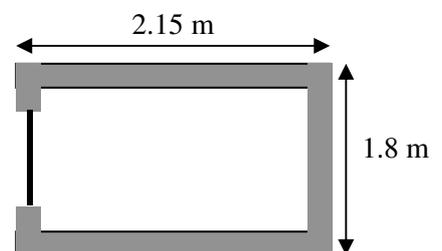
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

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

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

**Caractéristiques de l'ascenseur**

- L : longueur de l'ascenseur  $L=215$  cm.
- l : largeur de l'ascenseur  $l=18$  cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur  $=6.8$  KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette  $=145$  KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur  $=15$  KN



**Fig. III.15.Cage d'ascenseur.**

**II.2 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, ses dimensions sont mentionné dans les plans d’architecture.

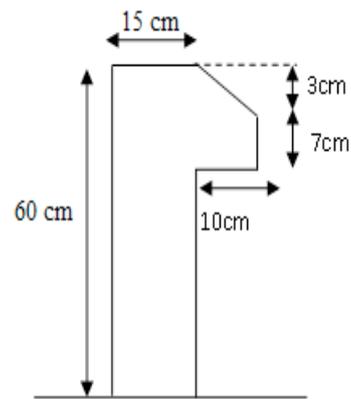
- Pour la terrasse inaccessible on prend H=60cm.

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

Surface des acrotères sont :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 m^2$$



**Fig. II.16 Schéma de l’acrotère inaccessible**

Volume des acrotères par mètre linéaire :

- $V_{inacce} = S_{inacce} \times 1 = 0.0985 m^3$

Poids propre des acrotères

- $G_{inacce} = \gamma \times S_{inacce} = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml}$

Le poids propre d’enduit intérieur de ciment de 2 cm d’épaisseur

- $G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.60 = 0.24 \text{ KN/ml}$

Le poids propre d’enduit extérieur de ciment de 1.5cm d’épaisseur

- $G_{cext} = 20 \times 0.015 \times 0.60 = 0.18 \text{ KN/ml}$

Le poids propre total des acrotères

$$G_{tinacce} = G_{inacce} + G_{cint} + G_{cext} = 2.8825 \text{ KN/ml}$$

**II.3 Pré dimensionnement des éléments principaux**

**II.3.1 Les poutres**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

**II.3.1.1 Les poutres principales**

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

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

*h* : hauteur de la poutre.

*L<sub>max</sub>* : distance maximale entre nus d'appuis.

❖ **Pour les portiques 3 à 4 :** (*L<sub>max</sub>*= 670cm)

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10}$$

Donc : 44.66cm ≤ *h* ≤ 67cm soit : *h*=50cm ; *b* =30cm

• **Vérification**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- *b* ≥ 20cm ..... vérifiée.
- *h* ≥ 30cm ..... vérifiée.
- *h/b* = 50/30 = 1.66 < 4 ..... vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=50cm \\ b =30cm \end{array} \right.$$

❖ **pour les portiques (1à2), (2à3), (4à5) :** (*L<sub>max</sub>*= 575cm)

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

D'où :  $\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10}$  Donc : 38.33cm ≤ *h* ≤ 57.5cm

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### II.3.1.2 les poutres secondaires

❖ Pour les portiques 3 à 4 : ( $L_{max} = 515 \text{ cm}$ )

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

D'où :  $\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10}$  Donc :  $34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5 \text{ cm}$  soit :  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

#### • Vérification

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  ..... vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  ..... vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$  ..... vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ pour les portiques (1à2), (2à3), (4à5) : ( $L_{max} = 385 \text{ cm}$ )

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

D'où :  $\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$  Donc :  $25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### II.3.2 Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

### II.3.3 Les voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA99 (article 7.7.1).les charges pris en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charge permanentes et surcharge d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile  $e_{\min}$  est de 15cm

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/22)$$

On a :

$h_e = 261\text{cm}$  pour sous sol et les étages courant

$h_e = 311\text{cm}$  pour RDC

$h_e = 255\text{cm}$  pour la 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> soupenne

$h_e = 6.10\text{cm}$  pour la galerie

D'où :  $e \geq 261/22 = 11.86\text{cm}$

$$e \geq 311/22 = 14.13\text{cm}$$

$$e \geq 255/22 = 11.59\text{cm}$$

$$e \geq 610/22 = 27.72\text{cm}$$

On adopte : l'épaisseur des voiles  $e = 20\text{cm}$  pour tout les étages sauf la galerie on opté  $e = 30\text{cm}$

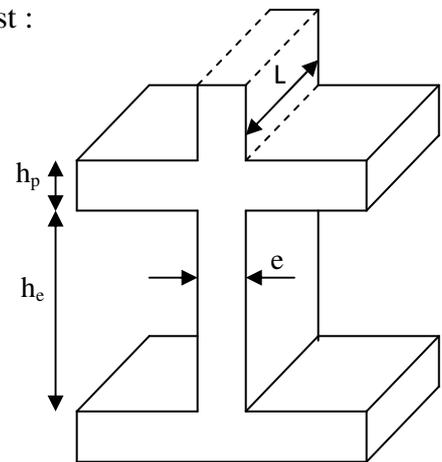


Fig II.17 Coupe de voile en élévation.

• Vérification

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

$$l_{\min} \geq 4 \times e \text{ d'où } l_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

II.4 Evaluation des charges et surcharges

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau. II.2 Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher à Terrasse inaccessible

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	<b>6.20</b>	<b>1</b>

II.4.2 plancher d'étage

Tableau. II.3 Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher d'étage

Courant :

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	

<b>Plancher courant et RDC a usage d'habitation</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	1.5
	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/	<b>5.78</b>	<b>1.5</b>

**Tableau. II.4** Evaluation des charges « G » et des surcharges « Q » des plancher de la 1<sup>er</sup> soupenste

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancher soupenste<sub>1</sub></b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/	<b>5.33</b>	<b>1.5</b>

## II.4.3 Dalle pleine

Tableau II.5 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Dalle pleine</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	<b>5.23</b>	<b>1.5</b>

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

Tableau II.6 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine des balcons

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>balcons</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	<b>4.98</b>	<b>3.5</b>

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

#### II.4.4 Les murs extérieurs et intérieurs

**Tableau II.7** Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire	/	0.05	/
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	<b>1.46</b>

#### II.4.5 Les escaliers

##### II.4.5.1 les paliers

**Tableau II.8** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	<b>25</b>	<b>0.16</b>	<b>4.0</b>	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	<b>22</b>	<b>0.02</b>	<b>0.44</b>	
<b>Mortier de pose</b>	<b>20</b>	<b>0.02</b>	<b>0.4</b>	
<b>Lit de sable</b>	<b>18</b>	<b>0.02</b>	<b>0.36</b>	

<b>Enduit de plâtre</b>	<b>14</b>	<b>0.02</b>	<b>0.28</b>	
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>5.48</b>	<b>2.5</b>

#### II.4.5.2 Les volées

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :  
Horizontal:  $\gamma.e$ .  
Vertical:  $\gamma.e.(h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.9** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour 1<sup>ère</sup> à 4<sup>ème</sup> étage

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Paillasse</b>		25	0.16	4.74	2.5
<b>Les marches</b>		22	/	1.87	
<b>Carrelage</b>	<b>horizontal</b>	22	0.02	0.44	
	<b>Vertical</b>	22	/	0.25	
	<b>Total</b>			0.69	
<b>Mortier de pose</b>	<b>horizontal</b>	20	0.02	0.40	
	<b>vertical</b>	20	/	0.22	
	<b>total</b>	/	/	0.62	
<b>Enduit de plâtre</b>		18	0.015	0.27	
		/	/	<b>8.19</b>	

**Tableau II.10** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour RDC, 1<sup>er</sup> soupenne et 5<sup>eme</sup> étage

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.16	4.71	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.27	
Total		/	/	<b>8.16</b>	

**Tableau II.11** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée pour sous sol

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.16	4.98	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.27	
Total		/	/	<b>8.43</b>	

**II.5 Descente de charge**

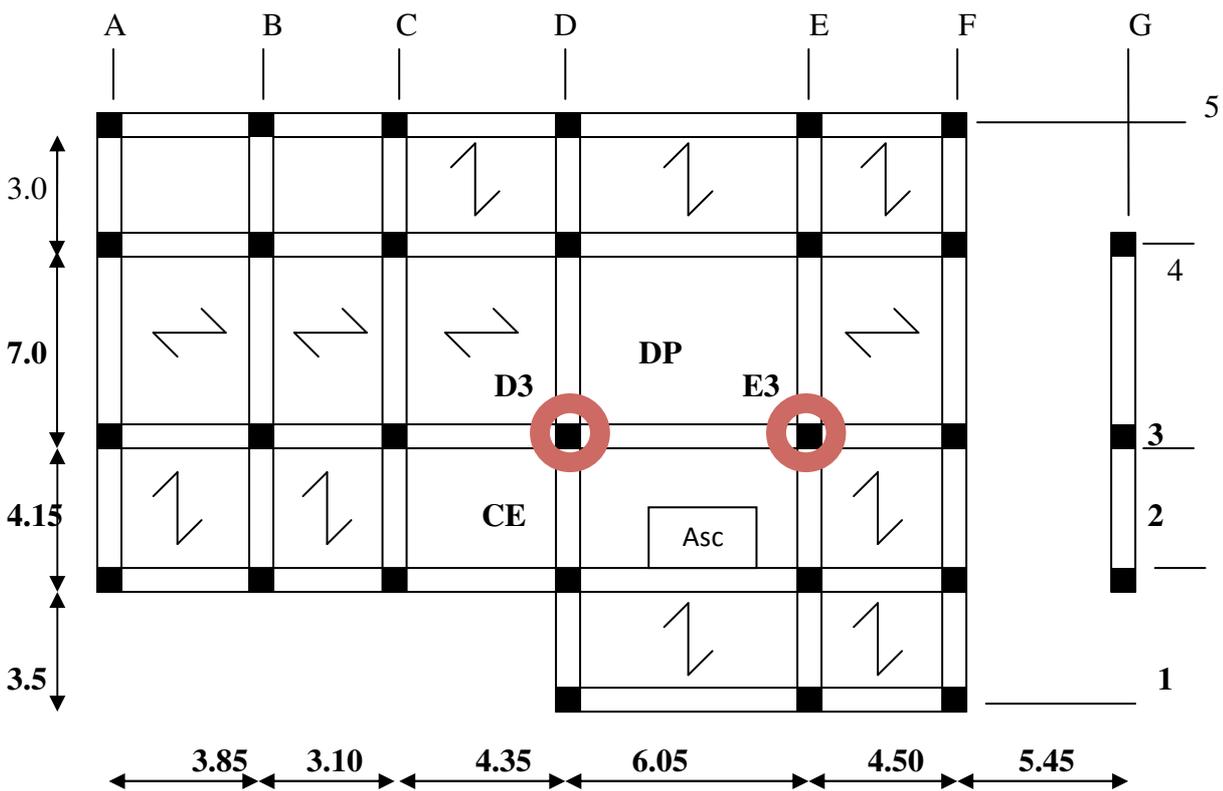
Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus

Part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **E3** et **D3** (voir la figure II.18)

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 sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.



**Fig. II.18. Vue n plan d'identification des poteaux de la descente de charge**

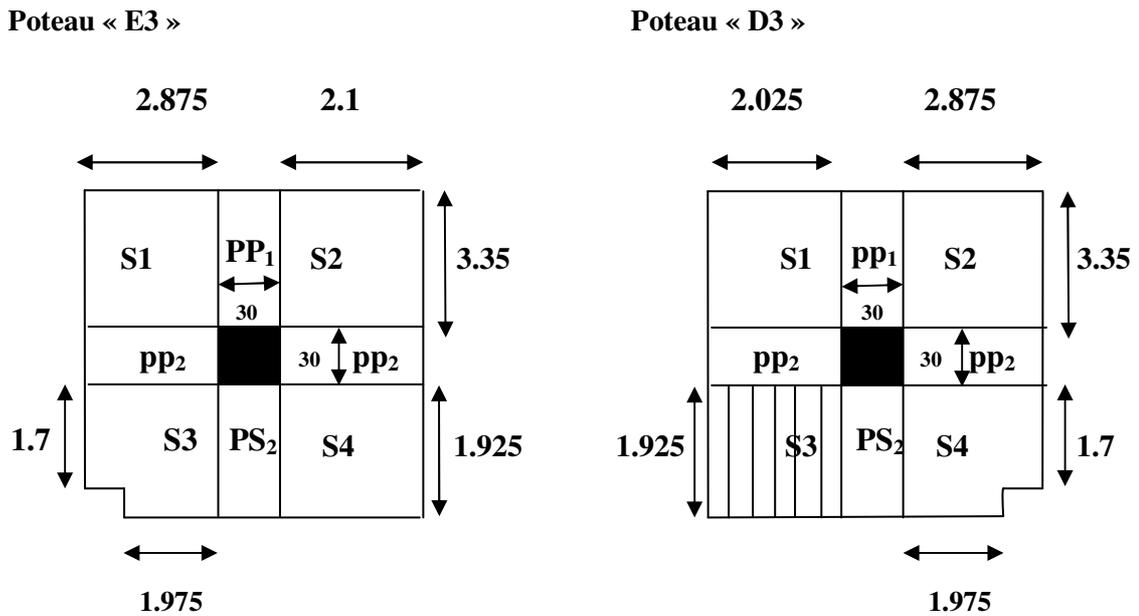


Fig. II.19. Les Poteaux « E3 » et « D3 » de la descente de charge

❖ Poteau « E3 »

• Calcul des surfaces afférentes

✓ Terrasse inaccessible

$$S_{\text{aff1}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 3.35 \times 2.875 = 9.63 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.35 \times 2.1 = 7.035 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.875 \times 1.7) + (1.975 \times (1.925 - 1.7)) = 5.33 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.925 \times 2.1 = 4.04 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff1}} = 26.035 \text{ m}^2 \text{ pour tout les étages courants}$$

• Pour les charges d'exploitations

➤ Surface corps creux :

$$S = 2.1 \times (3.35 + 0.30 + 1.925)$$

$$S = 11.71 \text{ m}^2.$$

➤ Surface dalle pleine:

$$S = (2.875) \times (3.35 + 0.3) + (2.875 \times 1.7) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 15.82 \text{ m}^2.$$

- **Pour les charges permanentes**

- Surface corps creux :

$$S = (2.1 \times 3.35) + (1.925 \times 2.1)$$

$$S = 11.08 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine :

$$S = (3.35 \times 2.875) + (1.7 \times 2.875) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 14.96 \text{ m}^2.$$

- ✓ **Plancher de l'étage courant**

$$S_{\text{aff1}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 3.35 \times 2.875 = 9.63 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.35 \times 2.1 = 7.035 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.875 \times 1.7) + (1.975 \times (1.925 - 1.7)) = 5.33 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.925 \times 2.1 = 4.04 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff1}} = 26.035 \text{ m}^2 \text{ pour tout les étages courants}$$

- **Pour les charges d'exploitations**

- Surface corps creux :

$$S = 2.1 \times (3.35 + 0.30 + 1.925)$$

$$S = 11.71 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine:

$$S = (2.875) \times (3.35 + 0.3) + (2.875 \times 1.7) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 15.82 \text{ m}^2.$$

- **Pour les charges permanentes**

- Surface corps creux :

$$S = (2.1 \times 3.35) + (1.925 \times 2.1)$$

$$S = 11.08 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine :

$$S = (3.35 \times 2.875) + (1.7 \times 2.875) + (1.925 - 1.7) \times (1.925) = 14.96 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des poutres**

- $G_{PP1} = 0.3 \times 0.5 \times 25 \times 3.35 = 12.56 \text{ KN}$

- $G_{PP2} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.1 + 2.875) = 14.92 \text{ KN}$

- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.925 = 5.05 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux**

- $G_{\text{Poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{béton}}$

Tableau. II.12 poids propre des poteaux

poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur libre (m)	G <sub>pot</sub> (KN)
Sous sol	55×60	2.61	21.53
RDC	50×55	3.11	21.38
1 <sup>er</sup> soupente	50×55	2.55	17.53
Etages 1,2	45×50	2.61	14.68
Etages 3,4	40×45	2.61	11.74
Etages 5	35×40	2.55	8.93
2 <sup>ème</sup> Soutente	30×35	2.55	6.69

### Calcul du poids des éléments

Tableau. II.13 poids des éléments

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	6.20	11.08	68.70
Plancher d'étage courant (20+4)	5.78	11.08	64.04
Plancher d'étage courant (16+4)	5.33	11.08	59.07
Dalle pleine	5.23	14.96	78.24

**Calcul des charges d’exploitations**

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau E3**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{totale}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i\ totale})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.14** Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau E3

-Surcharge sur terrasse inaccessible

$$Q_t = q_t \times S_{t\ totale}$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{DP} = 1 \times 11.71 + 1 \times 15.82 = 27.53\ KN$$

-Surcharge sur les plancher d’habitation

$$Q_i = (q_i \times S_{i\ totale})$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{DP} = 1.5 \times 11.71 + 1.5 \times 15.82 = 41.295$$

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
<b>Terrasse inaccessible</b>	1	27.53
<b>Sous sol, RDC, soupen<sub>1</sub>, 1<sup>er</sup> à 5<sup>ème</sup>, soupen<sub>2</sub></b>	1.5	41.295

**II.6.1 La loi de dégression (DTR-BC2-2)**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**II .6.2 Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d’exploitations sont égales pour chacun des 10 niveaux.

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q \text{ (étage à usage d’habitation), et soit}$$

Q<sub>0</sub> : la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0+Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 3 :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau 4 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau 5 :  $Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Niveau 6 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Niveau 7 :  $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

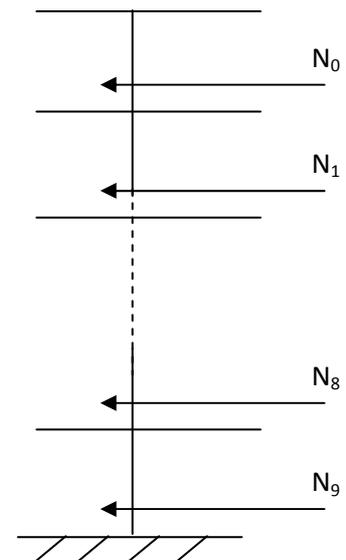
Niveau 8 :  $Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Niveau 9 :  $Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

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

**Tableau. II.15** La loi de dégression pour le poteau E3

$Q_i$	Q (KN)
$Q_0$	27.53
$Q_1$	68.825
$Q_2$	105.99
$Q_3$	139.03
$Q_4$	167.93
$Q_5$	192.72
$Q_6$	213.36
$Q_7$	232.77
$Q_8$	252.17



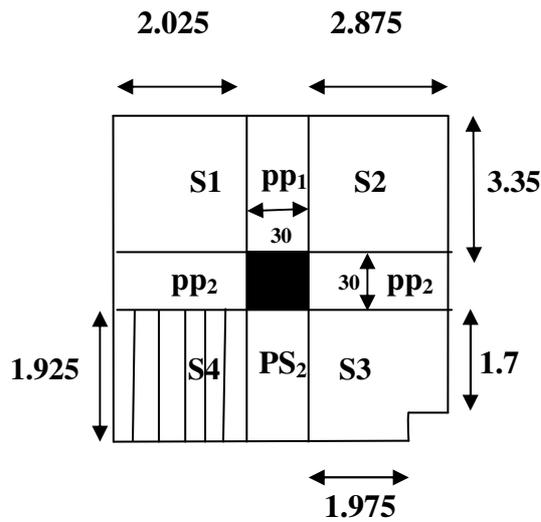
**Figure II.20** Schéma statique de la décente de charge

Tableau. II.16 Descente de charges pour le poteau E3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	68.70	27.53
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (30*35)	6.69	
	Total	186.08	
N1	Venant de N <sub>0</sub>	186.08	68.825
	Plancher d'étage courant (20+4)	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (35*40) cm <sup>2</sup>	8.93	
Total	369.82		
N2	Venant de N <sub>1</sub>	369.82	105.99
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	11.74	
Total	556.37		
N3	Venant de N <sub>2</sub>	556.37	139.03
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup> .	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	11.74	
Total	742.92		
N4	Venant de N <sub>3</sub>	742.92	
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (45*50) cm <sup>2</sup>	14.68	

	Total	932.41	167.93
N5	Venant de N <sub>4</sub>	932.41	
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (45*50) cm <sup>2</sup>	14.68	
	Total	1121.90	192.72
N6	Venant de N <sub>5</sub>	1121.90	
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (50*55) cm <sup>2</sup>	17.53	
	Total	1314.24	213.36
N7	Venant de N <sub>6</sub>	1314.24	
	Plancher d'étage (16+4) cm	59.07	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35)	5.05	
	Poteau (50*55) cm <sup>2</sup>	21.38	
	Total	1505.46	232.77
N8	Venant de N <sub>7</sub>	1505.46	
	Plancher d'étage (20+4) cm	64.04	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (55*60) cm <sup>2</sup>	21.53	
	Total	1701.8	252.17
N <sub>u</sub> = 1.35G <sub>t</sub> + 1.5 Q <sub>t</sub>		N <sub>u</sub> = 2675.68KN	
N <sub>s</sub> = G <sub>t</sub> + Q <sub>t</sub>		N <sub>s</sub> = 1953.97 KN	

➤ Descente des charges pour le poteau « D3 »



• Calcul des surfaces afférentes

✓ Terrasse inaccessible

$$S_{\text{affI}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.025 \times 3.35 = 6.78 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.875 \times 3.35 = 9.63 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.875 \times 1.7) + (1.975 \times (1.925 - 1.7)) = 5.33 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.925 \times 2.025 = 3.90 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{affI}} = 25.64 \text{ m}^2 \text{ pour tout les étages courants}$$

• Pour les charges d'exploitations :

➤ Surface corps creux :

$$S = 2.025 \times (3.35 + 0.30)$$

$$S = 7.39 \text{ m}^2.$$

➤ Surface dalle pleine:

$$S = (2.875) \times (3.35 + 0.3) + (2.875 \times 1.7) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 15.82 \text{ m}^2.$$

➤ Surface escalier :

$$S = 2.025 \times 1.925 = 3.90 \text{ m}^2$$

• Pour les charges permanentes

➤ Surface corps creux :

$$S = (2.025 \times 3.35) = 6.78 \text{ m}^2$$

$$S = 6.78 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine :

$$S = (3.35 \times 2.875) + (1.7 \times 2.875) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 14.96 \text{ m}^2.$$

- Surface escalier :

$$S = 2.025 \times 1.925 = 3.90 \text{ m}^2$$

$$S = 3.90 \text{ m}^2.$$

✓ **Plancher de l'étage courant**

$$S_{\text{aff1}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.025 \times 3.35 = 6.78 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.875 \times 3.35 = 9.63 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.875 \times 1.7) + (1.975 \times (1.925 - 1.7)) = 5.33 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.925 \times 2.025 = 3.90 \text{ m}^2$$

⇒  $S_{\text{aff1}} = 25.64 \text{ m}^2$  pour tout les étages courants

• **Pour les charges d'exploitations**

- Surface corps creux :

$$S = 2.025 \times (3.35 + 0.30)$$

$$S = 7.39 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine:

$$S = (2.875) \times (3.35 + 0.3) + (2.875 \times 1.7) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 15.82 \text{ m}^2.$$

- Surface escalier :

$$S = 2.025 \times 1.925 = 3.90 \text{ m}^2$$

• **Pour les charges permanentes**

- Surface corps creux :

$$S = (2.025 \times 3.35) = 6.78 \text{ m}^2$$

$$S = 6.78 \text{ m}^2.$$

- Surface dalle pleine :

$$S = (3.35 \times 2.875) + (1.7 \times 2.875) + (1.925 - 1.7) \times (1.975) = 14.96 \text{ m}^2.$$

➤ Surface escalier :

$$S = 2.025 \times 1.925 = 3.90 \text{ m}^2$$

$$S = 3.90 \text{ m}^2.$$

• **Poids propre des poutres**

- $G_{PP1} = 0.3 \times 0.5 \times 25 \times 3.35 = 12.56 \text{ KN}$
- $G_{PP2} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.875 + 2.025) = 14.7 \text{ KN}$
- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.925 = 5.05 \text{ KN}$

**Tableau. II.17** poids des éléments

Eléments		Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		6.20	6.78	42.04
Plancher d'étage courant (20+4)		5.78	6.78	39.19
Plancher d'étage courant (16+4)		5.33	6.78	36.14
Plancher dalle pleine		5.23	14.96	78.24
Escalier	RDC, soupen <sub>1</sub> , 5 <sup>ème</sup> étage	8.16	3.90	31.82
	1 <sup>ère</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	8.19	3.90	31.94
	Sous sol	8.43	3.90	32.88

**Calcul des charges d'exploitations**

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau D3**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.18** Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau D3

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{dp} \times S_{Dp} + S_{Esc} \times q_{Esc} = 1 \times 7.39 + 1 \times 15.82 + 1 \times 3.90 = 27.11 \text{ KN}$$

Surcharge sur les plancher d'habitation

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{DP} = 1.5 \times 7.39 + 1.5 \times 15.82 + 1.5 \times 3.90 = 40.66$$

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	27.11
Sous sol, RDC, 1 <sup>er</sup> soupente, 1 <sup>er</sup> à 5 <sup>ème</sup> étages, 2 <sup>ème</sup> soupente.	1.5	40.66

**Tableau. II.19** La loi de dégression pour le poteau D3

Q <sub>i</sub>	Q (KN)
Q <sub>0</sub>	27.11
Q <sub>1</sub>	67.77
Q <sub>2</sub>	104.36
Q <sub>3</sub>	136.89
Q <sub>4</sub>	165.35
Q <sub>5</sub>	189.75
Q <sub>6</sub>	210.08
Q <sub>7</sub>	229.19
Q <sub>8</sub>	248.30

Tableau. II.20 Descente de charges pour le poteau D3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	42.04	27.11
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (30*35)	6.69	
	Total	159.50	
N1	Venant de N <sub>0</sub>	159.50	67.77
	Plancher d'étage courant (20+4)	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (35*40) cm <sup>2</sup>	8.93	
	Escalier	31.82	
Total	350.21		
N2	Venant de N <sub>1</sub>	350.21	104.36
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	11.74	
	Escalier	31.94	
Total	543.85		
N3	Venant de N <sub>2</sub>	543.85	136.89
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	11.74	
	Escalier	31.94	
Total	737.49		
	Venant de N <sub>3</sub>	737.49	
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	

N4	Plancher dalle pleine	78.24	165.35
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (45*50) cm <sup>2</sup>	14.68	
	Escalier	31.94	
	Total	934.37	
N5	Venant de N <sub>4</sub>	934.37	189.75
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (45*50) cm <sup>2</sup>	14.68	
	Escalier	31.94	
Total	1130.95		
N6	Venant de N <sub>5</sub>	1130.95	210.08
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (50*55) cm <sup>2</sup>	17.53	
	Escalier	31.82	
Total	1330.26		
N7	Venant de N <sub>6</sub>	1330.26	229.19
	Plancher d'étage (16+4) cm	36.14	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35)	5.05	
	Poteau (50*55) cm <sup>2</sup>	21.38	
	Escalier	31.82	
Total	1508.55		
N8	Venant de N <sub>7</sub>	1508.55	
	Plancher d'étage (20+4) cm	39.19	
	Plancher dalle pleine	78.24	
	PP <sub>1</sub> (30*50) cm <sup>2</sup>	12.56	
	PP <sub>2</sub> (30*40) cm <sup>2</sup>	14.92	
	PS <sub>2</sub> (30*35) cm <sup>2</sup>	5.05	
	Poteau (55*60) cm <sup>2</sup>	21.53	

	Escalier	32.88	
	Total	1712.92	248.30
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 2684.89 \text{ KN}$	
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 1961.22 \text{ KN}$	

**Récapitulation des résultantes**

**Tableau. II.21** Efforts normaux dans les deux poteaux

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau D3	1712.92	248.30	2684.89	1961.22
Poteau E3	1701.80	252.17	2675.68	1953.97

Selon le CBA (Art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

D'après majoration Le poteau le plus sollicité est **E3** avec un effort normal égal à :

$$N_u * 1.1 = (1.35 G + 1.5 Q) * 1.1 = (1.35 * 1701.80 + 1.5 * 252.17) * 1.1 = 2943.25 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime  $N_u$  :**  $N_u$  est calculé comme suit pour le poteau E3:  **$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$**

**Tableau II.22** L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau

Niveau	G (KN)	Q(KN)	<b>1.1*N<sub>u</sub>(KN)</b>
<b>N<sub>0</sub></b>	186.08	27.53	<b>321.75</b>
<b>N<sub>1</sub></b>	369.82	68.825	<b>662.74</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	556.37	105.99	<b>1001.09</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	742.92	139.03	<b>1332.64</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	932.41	167.93	<b>1661.71</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	1121.90	192.72	<b>1984.01</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	1314.24	213.36	<b>2303.69</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	1505.46	232.77	<b>2619.68</b>
<b>N<sub>8</sub> (base)</b>	1701.80	252.17	<b>2943.25</b>

**Vérifications**

**Vérification des poteaux a la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ; avec B : section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2953.38 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.21 m^2$$

$$B \geq 0.21 m^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau. II.23** Vérification des poteaux la compression simple

Etages	Nu* (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{cal}$ (Mpa)	
Sous sol	2943.25	0.55*0.60	14.20	8.92	<b>Vérifiée</b>
RDC, soupen <sub>1</sub>	2619.68	0.50*0.55	14.20	9.53	
1et 2 <sup>ème</sup>	1984.01	0.45*0.50	14.20	8.82	
3et 4 <sup>ème</sup>	1332.64	0.4*0.45	14.20	7.40	
5 <sup>ème</sup>	662.74	0.35*0.40	14.20	4.73	
Soupen <sub>2</sub>	321.75	0.30*0.35	14.20	3.06	

• **Vérification des conditions du RPA**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

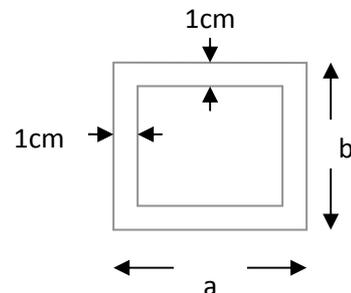
D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$



On calcul l'élanement :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $l_f = 0.7 * l_0$  Avec

$l_f$  : La longueur de flambement

$l_0$  : longueur du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $I = \frac{b * h^3}{12}$

**Vérification du poteau de sous sol**

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

$$B = 0.6 * 0.55 = 0.33 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 * 0.6^3}{12} = 9.9 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 * 10^{-3}}{0.33}} = 0.173 \text{ m} , \lambda = \frac{1.827}{0.173} = 10.56 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

D'après le BAEL 91 on doit vérifier  $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{fe}{100 \cdot \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.1612m^2$

Or nous avons :  $Br = (60-2) \times (55-2) \times 10^{-4} = 0.3074 m^2$

$0.3074m^2 \geq 0.1636m^2$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

**Tableau. II.24** Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu* (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br <sub>cal</sub>	
Sous sol	2943.25	0.60*0.55	0.3074	0.1618	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup> soupenste	2619.68	0.55*0.50	0.2544	0.1434	
1 <sup>et</sup> 2 <sup>ème</sup>	1984.01	0.50*0.45	0.2064	0.1087	
3 <sup>et</sup> 4 <sup>ème</sup>	1332.64	0.45*0.40	0.1634	0.0729	
5 <sup>ème</sup>	662.74	0.40*0.35	0.1254	0.0362	
2 <sup>ème</sup> Soupenste	321.75	0.35*0.30	0.0924	0.0176	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiées pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

**II.6 Conclusion**

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

- Poutres principales1 ..... (30.50) cm<sup>2</sup>.
- Poutres principales2.....(30.40) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires..... (30.35) cm<sup>2</sup>.
- Sous sol..... poteaux (55.60) cm<sup>2</sup>.
- RDC, Soupente<sub>1</sub>.....poteaux (50.55) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> étage.....poteaux (45.50) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage.....poteaux (40.45) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup> ..... poteaux (35.40) cm<sup>2</sup>.
- Soupente<sub>2</sub>, ..... poteaux (30.35) cm<sup>2</sup>.
- Voiles de contreventement1 .....e=20cm
- Voile de contreventement2 .....e=30cm.

# *Chapitre III*

### III.1 Calcul des planchers

#### III.1.1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

##### ❖ Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

###### 1. Domaine d'application (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaires les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

###### 2. Application de la méthode

###### • Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$a. M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \square)M_0)$$

b.  $M_t \geq (1+0.3) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3)M_0/2$  dans une travée de rive.

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

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

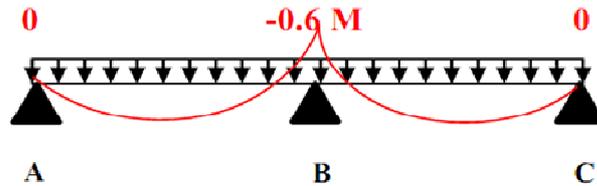


Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

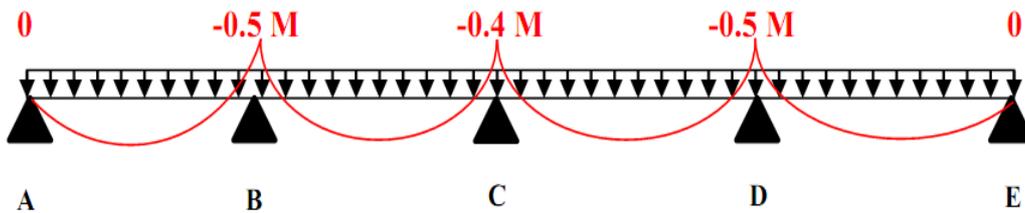


Fig. III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique)

à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0, \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

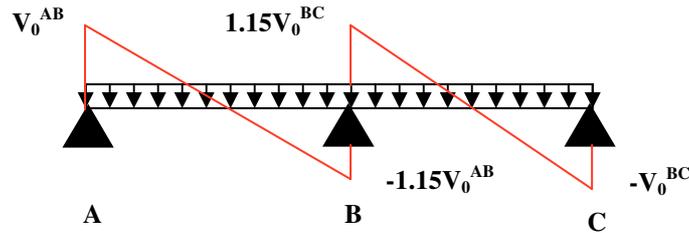


Fig. III.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

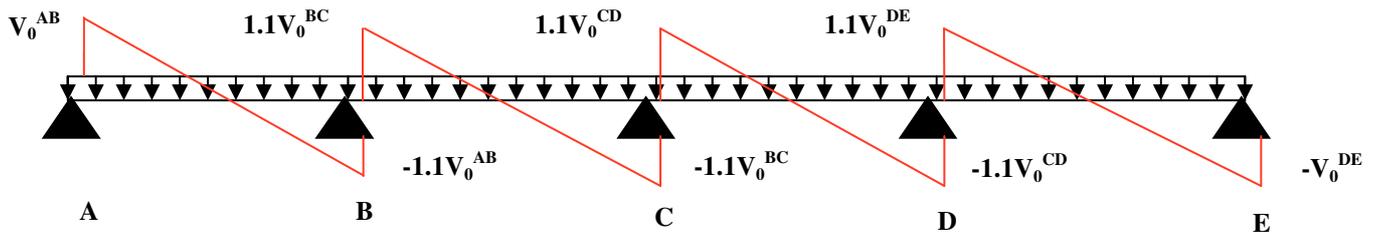


Fig. III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**• Calcul des moments**

**a) Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**b) En appuis**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considère.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

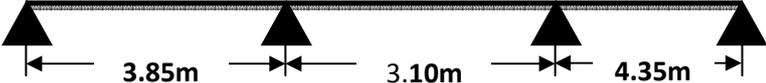
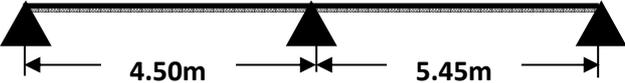
• L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• Les Différents types de poutrelles

Tableau III.1 Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
<p><b>1<sup>er</sup> type</b> -Terrasse inaccessible -étage courant - 1<sup>er</sup> soupante</p>	
<p><b>2<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse inaccessible -étage courant - 1<sup>er</sup> soupante</p>	
<p><b>3<sup>ème</sup> type</b> -1<sup>er</sup> soupante</p>	
<p><b>4<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse inaccessible -étage courant</p>	
<p><b>5<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse inaccessible -étage courant - 1<sup>er</sup> soupante</p>	
<p><b>6<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse inaccessible -étage courant - 1<sup>er</sup> soupante</p>	

• Calcul des charges revenant aux poutrelles

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

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6.20 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.20 + 1) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant**

$$G = 5.78 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.78 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.53 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.78 + 1.5) \times 0.65 = 4.73 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher de 1<sup>er</sup> soupen**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

• **Combinaisons d'actions et calculs des charges**

**Tableau III.2** Combinaisons d'action

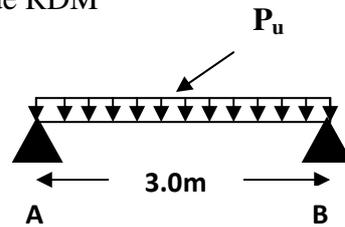
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>6.20</b>	<b>1.0</b>	<b>9.87</b>	<b>6.42</b>	<b>7.20</b>	<b>4.68</b>
<b>Plancher étage courant</b>	<b>5.78</b>	<b>1.5</b>	<b>10.05</b>	<b>6.53</b>	<b>7.28</b>	<b>4.73</b>
<b>Plancher de soupen<sub>1</sub></b>	<b>5.33</b>	<b>1.5</b>	<b>9.45</b>	<b>6.14</b>	<b>6.83</b>	<b>4.44</b>

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour le type 4.
- Le type 2 sera calculé par la méthode de Caquot.
- Les types 1,3,5, 6 seront calculés par la méthode de RDM.

### III.1.3 Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

#### Exemples de calcul

- **Type 1** : La méthode de RDM



#### -Terrasse inaccessible

- **Moment aux appuis**

$$M_A = M_B = 0$$

- **Moment en travée**

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.42 \times (3.0)^2}{8} = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4.68 \times (3.0)^2}{8} = 5.27 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.42 \times 3.0}{2} = 9.63 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.42 \times 3.0}{2} = -9.63 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant

- **Moment aux appuis**

$$M_A = M_B = 0$$

- **Moment en travée**

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.53 \times (3.0)^2}{8} = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4.73 \times (3.0)^2}{8} = 5.32 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.53 \times 3.0}{2} = 9.8 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.53 \times 3.0}{2} = -9.8 \text{ KN}$$

- Plancher soupente<sub>1</sub>

- **Moment aux appuis**

$$M_A = M_B = 0$$

- **Moment en travée**

$$ELU \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.14 \times (3.0)^2}{8} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$ELS \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4.44 \times (3.0)^2}{8} = 4.995 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 3.0}{2} = 9.21 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.14 \times 3.0}{2} = -9.21 \text{ KN}$$

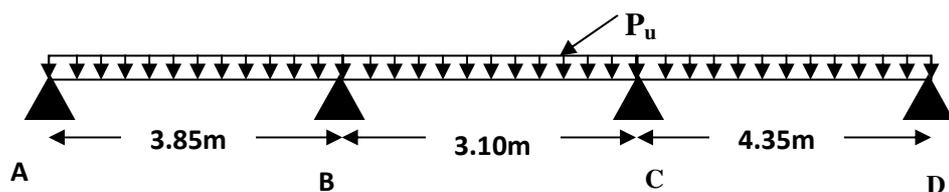
**Tableau .III.3** Sollicitations à l'ELU (type 1)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse inaccessible	AB	3.0	6.42	7.22	0	0	7.22	9.63	-9.63
étage courant	AB	3.0	6.53	7.35	0	0	7.35	9.80	-9.80
soupen <sub>1</sub>	AB	3.0	6.14	6.91	0	0	6.91	9.21	-9.21

**Tableau .III.4** Sollicitations à l'ELS (type 1)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Terrasse inaccessible	AB	3.0	4.68	5.27	0	0	5.27
étage courant	AB	3.0	4.73	5.32	0	0	5.32
soupen <sub>1</sub>	AB	3.0	4.44	4.995	0	0	4.995

- **Type 2 : La méthode de Caquot minoré**



$L_i/L_{i+1}=3.10/4.35=0.71 \notin [0,8;1,25]$  .....*Codition non vérifiée.*

On remarque que la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Terrasse inaccessible

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.20 = 4.13 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_U = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0.65 = 4.60 \text{ KN/m}$$

$$P'_S = (G' + Q) \times 0.65 = 3.33 \text{ KN/m}$$

**A l'ELU :**

- **Moments aux appuis**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P'_g \times l_g^3 + P'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{(ELU): } P'_g = P'_d = 4.60 \text{ KN/m}$$

$$\text{(ELS): } P'_g = P'_d = 3.33 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L'_g = L_g = 3.85 \text{ m.}$$

$$L'_d = 0.8 L_d = 2.48 \text{ m.}$$

$$\text{(ELU): } M_B = - \frac{(4.60)(3.85)^3 + (4.60)(2.48)^3}{8.5 \times (3.85 + 2.48)} = -6.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{(ELS): } M_B = - \frac{(3.33)(3.85)^3 + (3.33)(2.48)^3}{8.5 \times (3.85 + 2.48)} = -4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P'_g \times l_g^3 + P'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{(ELU): } P'_g = P'_d = 4.60 \text{ KN/m}$$

$$\text{(ELS): } P'_g = P'_d = 3.33 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = 0.8 L_g = 2.48 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 4.35 \text{ m.}$$

$$(\text{ELU}): M_C = -\frac{(4.60)(2.48)^3 + (4.60)(4.35)^3}{8.5 \times (2.48 + 4.35)} = -7.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(\text{ELS}): M_C = -\frac{(3.33)(2.48)^3 + (3.33)(4.35)^3}{8.5 \times (2.48 + 4.35)} = -5.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Moments en travée**

On reprend la totalité de la charge  $G=6.20 \text{ KN/m}^2$

$$P_U = 6.42 \text{ KN/m} \quad P_S = 4.68 \text{ KN/m}$$

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

### Travée AB

$$X = \frac{3.85}{2} - \frac{0 - (-6.18)}{6.42 \times 3.85} = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{➤ } (\text{ELU}): M_0(x) = \frac{6.42 \times 1.67}{2} \times (3.85 - 1.67) = 11.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 11.69 + (-6.18 \times \frac{1.67}{3.85}) = 9.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ } (\text{ELS}): X = \frac{3.85}{2} - \frac{0 - (-4.47)}{4.68 \times 3.85} = 1.68 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.68 \times 1.68}{2} \times (3.85 - 1.68) = 8.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 8.53 + (-4.47 \times \frac{1.68}{3.85}) = 6.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Travée BC

$$X = \frac{3.10}{2} - \frac{(-6.18 + 7.73)}{6.42 \times 3.10} = 1.47 \text{ m}$$

$$\text{➤ } (\text{ELU}): M_0(x) = \frac{6.42 \times 1.47}{2} \times (3.10 - 1.47) = 7.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 7.69 - 6.18 \times \left(1 - \frac{1.47}{3.10}\right) - 7.73 \times \left(\frac{1.47}{3.10}\right) = 0.775 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$X = \frac{3.10}{2} - \frac{-4.47 + 5.6}{4.68 \times 3.10} = 1.47 \text{ m}$$

$$(ELS): M_0(x) = \frac{4.68 \times 1.47}{2} \times (3.10 - 1.47) = 5.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 5.61 - 4.47 \times \left(1 - \frac{1.47}{3.10}\right) - 5.6 \times \left(\frac{1.47}{3.10}\right) = 0.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD**

$$X = \frac{4.35}{2} - \frac{(-7.73 - 0)}{6.42 \times 4.35} = 2.45 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6.42 \times 2.45}{2} \times (4.35 - 2.45) = 14.94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 14.94 - 7.73 \times \left(1 - \frac{2.45}{4.35}\right) = 11.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } X = \frac{4.35}{2} - \frac{(-5.6 - 0)}{4.68 \times 4.35} = 2.45 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.68 \times 2.45}{2} \times (4.35 - 2.45) = 10.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 10.89 - 5.6 \times \left(1 - \frac{2.45}{4.35}\right) = 8.44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB**

$$V_A = \frac{6.42 \times 3.85}{2} + \frac{-6.18 - 0}{3.85} = 10.75 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.42 \times 3.85}{2} + \frac{-6.18 - 0}{3.85} = -13.966 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{6.42 \times 3.1}{2} + \frac{-7.73 + 6.18}{3.1} = 9.45 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.42 \times 3.1}{2} + \frac{-7.73 + 6.18}{3.1} = -10.45 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{6.42 \times 4.35}{2} + \frac{0 - (-7.73)}{4.35} = 15.74 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.42 \times 4.35}{2} + \frac{0 - (-7.73)}{4.35} = -12.19 \text{ KN}$$

Plancher étage courant

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.78 = 3.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_U' = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 4.84 \text{ KN / m}$$

$$P_S' = (G' + Q) \times 0,65 = 3.48 \text{ KN / m}$$

Plancher soupente<sub>1</sub>

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.33 = 3.55 \text{ KN / m}^2$$

$$P_U' = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 4.58 \text{ KN / m}$$

$$P_S' = (G' + Q) \times 0,65 = 3.28 \text{ KN / m}$$

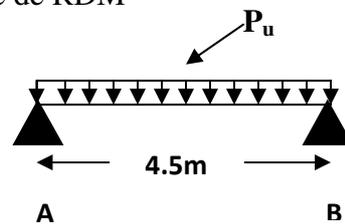
**Tableau .III.5** Sollicitations à l'ELU (type 2)

	Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Terrasse inaccessible</b>	AB	3.85	6.42	11.69	0	-6.18	9.01	10.75	13.96
	BC	3.1	6.42	7.69	-6.18	-7.73	0.775	9.45	10.45
	CD	4.35	6.42	14.94	-7.73	0	11.56	15.74	-12.19
<b>Etage courant</b>	AB	3.85	6.53	11.89	0	-6.5	9.07	10.88	-14.26
	BC	3.1	6.53	7.82	-6.5	-8.13	0.55	9.59	-10.65
	CD	4.35	6.53	15.18	-8.13	0	11.65	16.07	-12.33
<b>1<sup>er</sup> Soupente</b>	AB	3.85	6.14	11.16	0	-6.16	8.5	10.22	-13.42
	BC	3.1	6.14	7.36	-6.16	-7.7	0.47	9.02	-10.01
	CD	4.35	6.14	14.27	-7.7	0	10.92	15.12	11.58

Tableau .III.6 Sollicitations à l'ELS (type 2)

	Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Terrasse inaccessible	AB	3.85	4.68	8.53	0	-4.47	6.58
	BC	3.1	4.68	5.61	-4.47	-5.6	0.6
	CD	4.35	4.68	10.89	-5.6	0	8.44
Etage courant	AB	3.85	4.73	8.61	0	-4.68	6.58
	BC	3.1	4.73	5.67	-4.68	-5.85	0.43
	CD	4.35	4.73	10.99	-5.85	0	8.45
1 <sup>er</sup> Soupente	AB	3.85	4.44	8.08	0	-4.41	6.17
	BC	3.1	4.44	5.32	-4.41	-5.51	0.39
	CD	4.35	4.44	10.32	-5.51	0	7.93

- Type 3 : La méthode de RDM



Plancher soupente<sub>1</sub> :

- **Moment aux appuis**

$$M_A = M_B = 0$$

- **Moment en travée**

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.14 \times (4.5)^2}{8} = 15.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4.44 \times (4.5)^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 4.5}{2} = 13.81 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.14 \times 4.5}{2} = -13.81 \text{ KN}$$

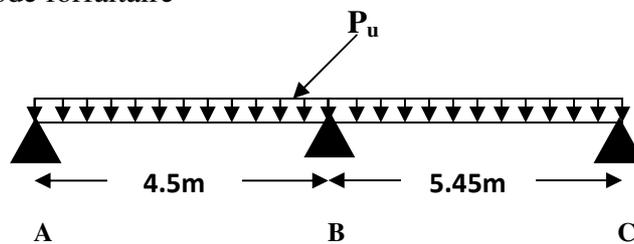
Tableau .III.7 Sollicitations à l'ELU (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
1 <sup>er</sup> Soupende	AB	4.5	6.14	15.54	0	0	15.54	13.81	-13.81

Tableau .III.8 Sollicitations à l'ELS (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
1 <sup>er</sup> Soupende	AB	4.5	4.44	11.24	0	0	11.24

- Type 4 : La méthode forfaitaire



- Application de la méthode forfaitaire pour le plancher terrasse inaccessible

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher terrasse inaccessible

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.20, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.5 / 5.45 = 0.826$  compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $I = \text{constant}$ .....vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée

b. calcul des sollicitations

À l'ELU :

$$p_u = 6.42 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.68 \text{ KN/m}^2$$

P<sub>u</sub> : la charge transmise à la poutrelle a l'ELU.

P<sub>s</sub> : la charge transmise à la poutrelle a l'ELS.

- Calcul des moments isostatique

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.42 \times (4.5)^2}{8} = 16.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.42 \times (5.45)^2}{8} = 23.84 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.68 \times (4.5)^2}{8} = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.68 \times (5.45)^2}{8} = 17.37 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.9** Les moments isostatiques max en travées

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS)(KN.m)
A-B	16.25	11.85
B-C	23.84	17.37

- Moments aux appuis

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0.15 \times M_0$ .

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 23.84 = -3.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 17.37 = -2.6 \text{ KN.m}$$

À l'LEU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(16.25; 23.84) = -14.3 \text{ KN.m}$$

À l'LES

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(11.85; 17.37) = -10.42 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.20} = 0.139$$

- $(1+0.3\alpha) = 1+0.3(0.139) = 1.042$

- $\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = 0.621$

- Travée A-B

a)  $M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1,05 M_0^{AB} ; (1+0.3\alpha)M_0^{AB})$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

- (ELU) :  $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,042)16.25 - (0+14.3) / 2 = 17.06 - 7.15$   
 $= 9.91 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

- (ELS) :  $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,042)11.85 - (0+10.42) / 2$   
 $= 7.23 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

b)  $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

- (ELU) :  $M_t \geq 0.621 \times 16.25 = 10.09 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

- (ELS) :  $M_t \geq 0.621 \times 11.85 = 7.36 \text{ KN} \dots\dots(4)$

$$\Rightarrow (\text{ELU}) : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (\text{ELS}) : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 7.36 \text{ KN.m}$$

- Travée B-C :

c)  $M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1,05M_0^{BC} ; (1+0.3\alpha)M_0^{BC})$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

- (ELU) :  $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,042)23.84 - (14.3+0) / 2$   
 $= 17.88 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

- (ELS) :  $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,042)17.37 - (10.42+0) / 2$   
 $= 13.03 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

d)  $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

- (ELU) :  $M_t \geq 0.621 \times 23.84 = 14.80 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

- (ELS) :  $M_t \geq 0.621 \times 17.37 = 10.79 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$

$$\Rightarrow (\text{ELU}) : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 17.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (\text{ELS}) : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 13.03 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants (ELU)**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

➤ **Travée A-B**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.42 \times 4.5}{2} = 14.44 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 \frac{6.42 \times 4.5}{2} = -16.61 \text{ KN}$$

➤ **Travée B-C**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.42 \times 5.45}{2} = 20.12 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.42 \times 5.45}{2} = -17.49 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.10** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
terrasse inaccessible	AB	4.5	6.42	16.25	0	-14.3	10.09	14.44	-16.61
	BC	5.45	6.42	23.84	-14.3	0	17.88	20.12	-17.49

**Tableau III.11** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
terrasse inaccessible	AB	4.5	4.68	11.85	0	-10.42	7.36
	BC	5.45	4.68	17.37	-10.42	0	13.03

• **Application de la méthode forfaitaire pour le plancher d'étage courant**

**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher d'étage courant**

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.53, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.5 / 5.45 = 0.826$  compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $I = \text{constant}$ .....vérifiée.
- $F.P.N$ .....vérifiée

**b. calcul des sollicitations**

À l'ELU

$$P_u = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS

$$P_s = 4.73 \text{ KN/m}^2$$

Après le calcul on trouve les résultats mentionné dans les tableaux

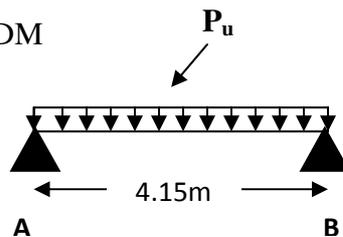
**Tableau III.12** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Étage courant	AB	4.5	6.53	16.53	0	-14.54	10.43	14.69	-16.90
	BC	5.45	6.53	24.24	-14.54	0	18.47	20.46	-17.79

**Tableau III.13** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)

	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Étage courant	AB	4.5	4.73	11.97	0	-10.54	7.55
	BC	5.45	4.73	17.56	-10.54	0	13.38

- **Type 5** : La méthode RDM



**Tableau .III.14** Sollicitations à l'ELU (type 5)

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Terrasse inaccessible	AB	4.15	6.42	13.82	0	0	13.82	13.32	-13.32
étage courant	AB	4.15	6.53	14.06	0	0	14.06	13.55	-13.55
1 <sup>er</sup> soupenste	AB	4.15	6.14	13.23	0	0	13.23	12.74	-12.74

Tableau .III.15 Sollicitations à l'ELS (type 5)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Terrasse inaccessible	AB	4.15	4.68	10.07	0	0	10.07
étage courant	AB	4.15	4.73	10.18	0	0	10.18
1 <sup>er</sup> soupenste	AB	4.15	4.44	9.56	0	0	9.56

- Type 6 : La méthode RDM

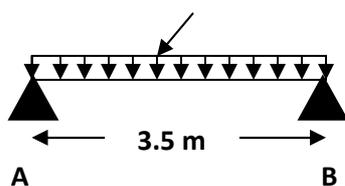


Tableau .III.16 Sollicitations à l'ELU (type 6)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse inaccessible	AB	3.5	6.42	9.83	0	0	9.83	11.23	-11.23
étage courant	AB	3.5	6.53	10.00	0	0	10.00	13.55	-13.55
1 <sup>er</sup> soupenste	AB	3.5	6.14	9.40	0	0	9.40	12.74	-12.74

Tableau .III.17 Sollicitations à l'ELS (type 6)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Terrasse inaccessible	AB	3.5	4.68	7.17	0	0	7.17
étage courant	AB	3.5	4.73	7.24	0	0	7.24
1 <sup>er</sup> soupenste	AB	3.5	4.44	6.80	0	0	6.80

### Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables

Tableau .III.18 Les Sollicitations maximales

Type d'étage	ELU				ELS	
	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$v^{max}$ (KN)	$M_0^{max}$ (KN.m)	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	14.30	17.88	20.12	23.84	10.42	13.03
Etage courant	14.54	18.47	20.46	24.24	10.54	13.36
1 <sup>er</sup> Soupente	-2.331	15.54	13.81	15.54	-1.686	11.24

### III.1.2.6 Ferrailage de poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

#### ➤ Calcul a l'ELU

#### Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible

Le calcul se fera pour une section en T.

#### En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t_{max}} = 17.88 \text{ KN.m}$$

#### En appui

$$M_{a_{riv}}^{max} = -0.15 \times M_0^{max} = -0.15 \times 23.84 = -3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^{max} = 14.30 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 20.12 \text{ KN}$$

#### -Ferrailage en travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$ , la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$ , On calcule une section en T.

#### Remarque

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend  $b=65\text{cm}$  au lieu de  $b=63\text{cm}$  ( $b=63\text{cm}$  est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale  $5.45\text{m}$ .

$$M_{tu} = 14.20 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.22 - 0.04/2) \Rightarrow M_{tu} = 73.84 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_i < M_{tu} \rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ) = (65×24)  $\text{cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ;$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.88 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.040 ; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.040 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.051$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{17.88 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 2.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.38 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_t = 2.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

### -Ferrailage en appuis

#### En appui intermédiaire

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $b_0 \times h = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$M_{ai} = 14.30 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{14.30 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.173 ;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.173, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.173 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.239$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.199$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{14.30 \times 10^{-3}}{0.199 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 2.06 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour:  $A_{ai} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

### En appui de rive

$$M_{a \text{ rive}} = -3.576 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{3.576 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.043; \Rightarrow \mu_{bu} = 0.043$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.055$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{3.576 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \text{ rive}} = 0.48 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour :  $1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$ .

### ➤ Vérification des poutrelles à l'ELU

- **Cisaillement**

$$V_u = 20.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.12 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.762 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min [(0.2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

• **Choix des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots \dots \text{BAEL91 ( Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{24}{35}, 8, \frac{12}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 0.68 \text{ cm} \Rightarrow$  on choisit un étrier  $\Phi_t = 6\text{mm}$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$ .

• **L'espacement  $S_t$  :**

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = S_t \leq \text{Min} (0.9 \cdot 22, 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow S_t \leq 204.04 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

$S_t = \min (1; 2; 3) \Rightarrow$  on opte pour  $S_t = 15\text{cm}$ .

• **Vérification de la jonction table nervure**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0.265\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1.04\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/\gamma_b) \cdot f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) au niveau l'appui :

**En appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.57 + 1.13 + 0.79 = 3.49\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 20.12 \times 10^{-3} = 0.58 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

### En appuis intermédiaire

$$A_t = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 1.57 + 1.13 + 2.26 = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \left[ V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 2.65 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

### • Vérification de l'effort tranchant dans le béton

#### Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}$$

$$\text{Avec : } a_{\text{max}} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.02 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification des poutrelles à l'ELS

##### • Etat limite de compression du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

#### -En travée

$$M_t = 13.03 \text{ KN.m} \quad A_t = 2.70 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times (4)^2}{2} - 15 \times 2.7(22 - 4) \Rightarrow H = -209 \text{ cm} < 0 \text{ donc l'axe neutre passe par}$$

la nervure

Vérification d'une section en T

Calcul de l'axe neutre y

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

$$\frac{12}{2} y^2 + [15 \times 2.7 + (65 - 12) \times 4] y - 15 \times 2.7 \times 22 - (65 - 12) \times \frac{(4)^2}{2} = 0$$

$$6y^2 + 252.5y - 467 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 273.8$$

$$y = 1.775 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \times (1.775)^3 - \frac{(65-12) \times (1.775-4)^3}{3} + 15 \times 2.7 \times (22-1.775)^2 \Rightarrow I = 16882.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{16882.3 \times 10^{-8}} \times 0.01775$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.37 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### -En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 10.42 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times (4)^2}{2} - 15 \times 2.26(22 - 4) \Rightarrow H = -90.2 \text{ cm}$$

$H = -90.2 \text{ cm} < 0$  donc l'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Calcul de l'axe neutre y

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

Après résolution de l'équation on trouve :  $y = 1.269 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I :

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

$$\Rightarrow I = 14973.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.42 \times 10^{-3}}{14973.48 \times 10^{-8}} \times 0.01269$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0.9 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## III.1.2.7 Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles

Tableau .III.19 Calcul des sections d'armatures des poutrelles

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm)	$A_{min}$ (cm)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
<b>T. Inaccessible</b>	Travée	17.88	0.04	0.051	0.216	2.38	1.73	1HA12+ 2HA10=2.7	2HA8= 1.01	15
	Appui inter	14.3	0.173	0.239	0.199	2.06	0.32	2HA12 =0.2.26	2HA8= 1.01	15
	Appui de rive	3.776	0.043	0.055	0.215	0.48	0.32	1HA10= 0.79	2HA8= 1.01	15
<b>Etage courant</b>	Travée	18.47	0.041	0.052	0.215	2.47	1.73	1HA10+ 2HA12=3.05	2HA8= 1.01	15
	Appui inter	14.54	0.1	0.176	0.198	2.11	0.32	2HA12 =2.26	2HA8= 1.01	15
	Appui de rive	3.636	0.044	0.056	0.215	0.49	0.32	1HA10= 0.79	2HA8= 1.01	15
<b>1<sup>er</sup> soupen</b>	Travée	15.54	0.052	0.067	0.175	2.55	1.41	1HA14+ 2HA12=3.8	2HA6= 0.57	15
	Appui de rive	3.04	0.066	0.085 4	0.174	0.50	0.21	1HA10= 0.79	2HA6= 0.57	15

Tableau .III.20 Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure (Mpa)
	Vérification de la contrainte (Mpa)	Vérification de la bielle (MN)	Appui inter (Cm <sup>2</sup> )	Appui de rive (Cm <sup>2</sup> )	
T. Inaccessible	0.762<3.33	0.02<0.158	4.96>2.65	3.49>0.58	1.04<3.33
Etage courant	0.775<3,33	0.02<0.158	5.31>2.7	3,84>0.59	1.04<3.33
1 <sup>er</sup> Soupende	0.77<3.33	0.013<0.108	/	4.59>0.4	0.9<3.33

Tableau .III.21 Vérification des états limite de compression du béton

Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)	M <sub>a</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)	
T. Inaccessible	13.03	1.775	16882.3	1.37	10.42	1.269	1497.3.48	0.9	Vérifier
Etage courant	13.36	2.153	18348.63	1.57	10.54	1.269	1497.3.48	0.89	Vérifier
1 <sup>er</sup> Soupende	11.24	2.432	14197	1.93	-1.686	2.386	3183.3	1.26	Vérifier

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{24}{545} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée donc on doit faire une **vérification de la flèche**.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{545}{1000} = 1.045 \text{ cm}$$

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

$f_{ji}$  : 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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.3 = 2.145 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.20 = 4.03 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.20 + 1) = 4.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.125 \times 5.45^2}{8} = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.03 \times 5.45^2}{8} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.68 \times 5.45^2}{8} = 13.03 \text{ KN.m}$$

### • Propriété de la section

Position de l'axe neutre  $\Rightarrow y = 1.775 \text{ cm}$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

$$v = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.7 \times 22')}{(12 \times 24) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times (2.7)}$$

$v = 8.10 \text{ cm}$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 8.10^3}{3} + \frac{12 \times (24 - 8.10)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (8.10 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.7 (22 - 8.10)^2$$

$I_0 = 34200.67 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) ( $\text{cm}^4$ ))

$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.7 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \rho = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 12) \times 0.01} = 4.11 \text{ ..... Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.644 \text{ ..... Déformation différée.}$$

- Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$  ..... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$ .

$E_v = 1/3 \times E_i$  ..... Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$ .

- **Contraintes**

$\sigma_s$ : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 1.775 \text{ cm}; I = 16882.3 \text{ cm}^4; I_0 = 34200.67 \text{ cm}^4; A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{5.92(0.22 - 0.01775)}{16882.3 \times 10^{-8}} = 106.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{11.22 \times (0.22 - 0.01775)}{16882.3 \times 10^{-8}} = 201.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{13.03 \times (0.22 - 0.01775)}{16882.3 \times 10^{-8}} = 234.15 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :**  $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$       Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 106.38 + 2.1} = 0.422$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 201.62 + 2.1} = 0.638$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 234.15 + 2.1} = 0.679$$

#### Calcul des inerties fictives ( $I_f$ )

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 34200.67}{1 + 4.11 \times 0.422} = 13758.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 34200.67}{1 + 4.11 \times 0.638} = 10386.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 34200.67}{1 + 4.11 \times 0.679} = 9924.51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 34200.67}{1 + 1.644 \times 0.638} = 18361.68 \text{ cm}^4$$

#### Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.92 \times 5.45^2}{10 \times 32164.20 \times 13758.21} \times 10^7 = 0.397 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{11.22 \times 5.45^2}{10 \times 32164.2 \times 10386.21} \times 10^7 = 0.997 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{11.22 \times 5.45^2}{10 \times 10721.40 \times 18361.68} \times 10^7 = 1.693 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{13.03 \times 5.45^2}{10 \times 32164.2 \times 9924.51} \times 10^7 = 1.212 \text{ cm}$$

**La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.693 + 1.245 - 0.997 - 0.397 = 1.544 \text{ cm} > f_{adm} = 1.045 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche n'est pas vérifiée.

**Etat limite de déformation**

**Pour terrasse inaccessible**  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = 1.544 \text{ cm} \\ f_{adm} = 1.045 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifié}$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter en premier lieu la section de ferrailage.  
 Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrailage à la limite suivante :

**En travée 4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>**  
*qqdD*  
**En appuis 1HA14+1HA12=2.67 cm<sup>2</sup>**  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = 0.857 \text{ cm} \\ f_{adm} = 1.045 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifié}$

**Pour l'étage courant**  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = 1.358 \text{ cm} \\ f_{adm} = 1.045 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifié}$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter en premier lieu la section de ferrailage.  
 Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrailage à la limite suivante :

**En travée 4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>**  
*qqdD*  
**En appuis 1HA14+1HA12=2.67 cm<sup>2</sup>**  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = 0.828 \text{ cm} \\ f_{adm} = 1.045 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifié}$

**Pour la soupente**  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = 0.777 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.90 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifié}$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Tableau .III.22 vérification des états limite de déformation

Plancher	T. Inaccessible	Etage courant	Soupen <sub>1</sub>
$q_{jser}(\text{KN/m})$	2.145	2.145	1.853
$q_{gser}(\text{KN/m})$	4.03	3.757	3.465
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.68	4.732	4.439
$M_{jser}(\text{KN.m})$	5.97	5.97	3.52
$M_{gser}(\text{KN.m})$	11.22	10.46	6.58
$M_{pser}(\text{KN.m})$	13.03	13.18	8.43
$I(\text{cm}^4)$	28143	28143	12328
$I_0(\text{cm}^4)$	42132	42132	21123
$\lambda_i$	1.76	1.76	2.02
$\lambda_v$	0.705	0.705	0.81
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	48.98	48.98	56.46
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	92.03	85.79	105.57
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	106.72	108.06	135.25
$\mu_j$	0.449	0.449	0.465
$\mu_g$	0.656	0.636	0.666
$\mu_p$	0.695	0.698	0.728
$I_{ji}(\text{cm}^4)$	25870	25870	11981
$I_{gi}(\text{cm}^4)$	21493	21847	9902.5
$I_{pi}(\text{cm}^4)$	20822	20777	9401.8
$I_{gv}(\text{cm}^4)$	31098	31057	15102
$f_{ji}(\text{cm})$	0.211	0.211	0.183
$f_{gi}(\text{cm})$	0.477	0.438	0.414
$f_{pi}(\text{cm})$	0.573	0.580	0.559
$f_{gv}(\text{cm})$	0.972	0.897	0.815
$\Delta f(\text{cm})$	0.857	0.828	0.777
$f_{adm}(\text{cm})$	1.045	1.045	0.9
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.23 Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
Soupen <sub>1</sub>		/	

### ❖ Ferrailage de la dalle de compression

Selon le *BAEL 91 (B.6.8, 423)* la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 25 cm (4 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

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

### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ❖ Armatures parallèles aux poutrelles

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

On choisit : 5HA8 /ml=2.51cm<sup>2</sup>/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm.....Vérifiée.

4HA8 /ml=2.01cm<sup>2</sup>/ml parallèles aux poutrelles → St=25cm < 30 cm.

Donc on choisit un treillis a soudé : TS HA6(15×15).

### III.1.1.9 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

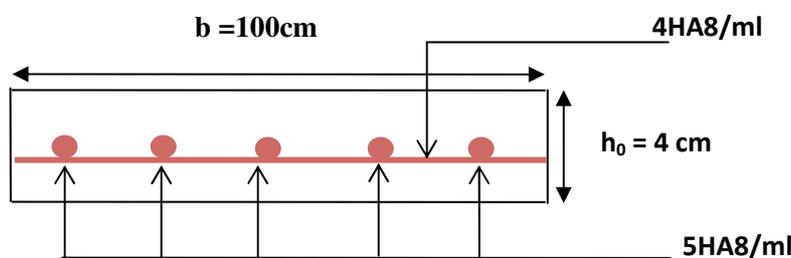


Fig III.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

## III.2 Dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur un deux appui.
2. Dalle sur trois appuis.

3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

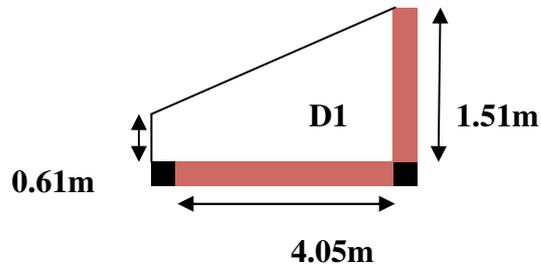
$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

A. Dalle sur deux appuis : 1<sup>er</sup> Type

$L_x = 1.51 \text{ m.}$

$L_y = 4.05 \text{ m.}$

$\rho = \frac{151}{405} = 0.37 \Rightarrow \rho \leq 0.4$



⇒ La dalle dans un seul sens, ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

On a:  $L_x = 1.51 \text{ m,}$

Soit :

$G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$q = 1 \text{ KN/ml}$

• Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$

$P_u = (1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5) = 11.97 \text{ KN/m}$

$M_u = -[(11.97 \times 1.51^2)/2] - 1.35 \times 1 \times 1.51 = -15.68 \text{ KN.m}$

$V_u = (11.97 \times 1.51) + 1 \times 1.35 = 19.42 \text{ KN}$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{15.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.069, \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.090; Z = 0.121 \text{ m}$

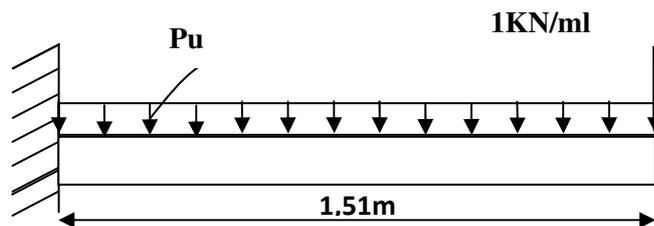
$A_s = (15.68 \times 10^{-3} / 0.121 \times 348) = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$A_{\min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_c = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$A_{\min} < A_s$

Donc on adopte  $A_t = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On choisit 4HA12/ml =  $4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$



- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 4) = (4.52/3) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24** Résultats de ferrailage du 1<sup>er</sup> type de dalle

$M_u$ (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
15.68	0.069	0.090	0.121	3.72	1.52	4HA12/ml = 4.52

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min (2, 5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$  donc c'est vérifiée. On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.154 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### A L'ELS

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.98+3.5) = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$M_s = - [(8.48 \times 1.51^2)/2] - 1 \times 1.51 = -11.18 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$y = 3.51 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 7043.63 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de  $\sigma_{bc}$**

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

$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ..... pas de risque de fissuration du béton.

• **Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = 216.42 \text{ MPa}. \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$  ..... Condition non vérifiée, donc on va augmenter la section de l'acier.

Soit :  $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $st \leq \min (2 \times e ; 25 \text{ cm})$  ; Soit  $st = 20 \text{ cm}$

$y = 3.85 \text{ cm}$ ,  $I = 8390.90 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ..... pas de risque de fissuration du béton

$\sigma_{st} = 174.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

• **La flèche**

1.  $\frac{ht}{l} = \frac{0.14}{1.51} = 0.093 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] > 0.05$ .....condition vérifiée.

2.  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0044 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ .....condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

• **Ferraillage**

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage

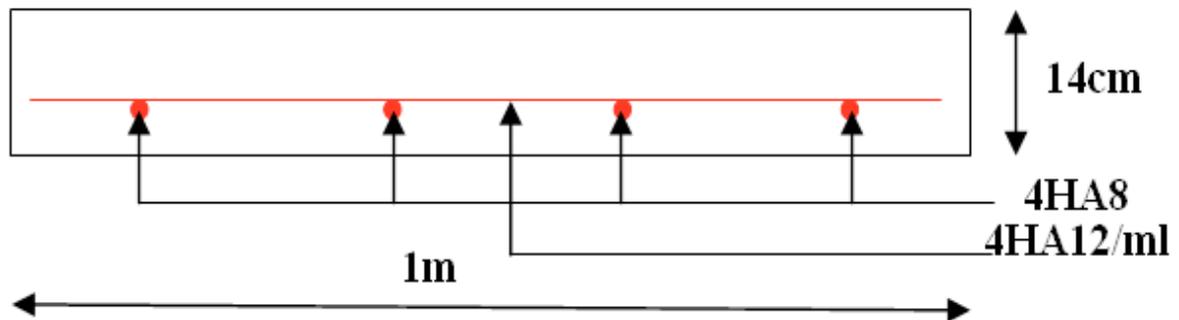


Fig. III.6 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1

2<sup>ème</sup> type

• Evaluation des charges

$$G=4.98\text{KN/m}^2$$

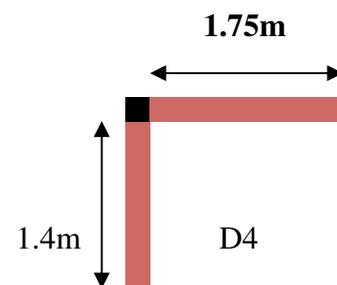
$$Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$P_u=1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5 = 11.97\text{KN.m}$$

$$L_x=1.40\text{m}$$

$$L_y=1.75\text{m}$$

$$\rho=0.8 > 0.4$$



Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Annexe I} \qquad \text{ELS} \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0628. \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Annexe I}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 1.32 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.80 \text{ KN.m} \end{cases} ; \qquad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 1.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels**

▪ **En travées :**

$$\text{panneau de rive selon x et selon y:} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 1.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.68 \text{ KN.m} \end{cases} ; \qquad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Au niveau des appuis**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, \\ -0.3 M_0^y, \end{cases} \text{ appuis de rive}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -0.40 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -0.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage**

✓ **Ferraillage de la travée**

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant deux sens, ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

$$\mu_{bu} = 0.0050 ; \alpha = 0.0062; z=0.126 \text{ m} \Rightarrow A_s=0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} \\ \rho = 0.8 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.23/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A=3\text{HA}8=1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.003 ; \alpha = 0.0038 ; z=0.126 \text{ m} \Rightarrow A_s=0.16\text{cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} e = 14\text{cm} \\ \rho = 0.8 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.12\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A=3\text{HA}8=1.51\text{cm}^2/\text{ml}.$

- **En appuis :**

- ✓ **Sens x-x et y-y**

$$\mu_{bu} = 0.002 ; \alpha = 0.0025 ; z=0.126\text{m} \Rightarrow A_s=0.091\text{cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2/\text{ml}.$

❖ **Calcul de l'espacement**

- ✓ **En travée**

Sens x-x :  $S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) \rightarrow S_t=25\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min (4e, 45\text{cm}) \rightarrow S_t=25\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- ✓ **En appui**

- **Sens x-x et y-y**

$S_t = (100/4)=25\text{cm} \leq \min (3e, 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Soit :  $4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2/\text{ml}.$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résultats de ferrailage du 2ème type de dalle

3 <sup>ème</sup> type de dalle	Sens	M <sub>t</sub> (KN .m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	1.12	0.0050	0.0062	0.126	0.26	1.23	3HA8=1.51	25
	y-y	0.68	0.003	0.0038	0.126	0.16	1.12	3HA8=1.51	25
En appui	x-x et y-y	0.40	0.002	0.0025	0.126	0.091	1.52	4HA8=2.01	20

### Vérifications

#### A L'ELU

#### Vérification de l'effort tranchant

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 5.94 \text{ KN. m}$$

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

$$\tau_u = \frac{5.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.047 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.4 Vérification des contraintes**

**En travée**

➤ (|| L<sub>x</sub>) :

<b>Tableau III.26 vérification des contraintes en travée (   L<sub>x</sub>)</b>	
Calculs	Vérifications
y = 0.0217 m	σ <sub>b</sub> = 0.68 MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa
I = 2.80 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
σ <sub>b</sub> = 0.68 MPa	

➤ (|| L<sub>y</sub>)

<b>Tableau III.27 vérification des contraintes en travée (   L<sub>y</sub>)</b>	
Calculs	Vérifications
y = 0.0217 m	σ <sub>b</sub> = 0.49 MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa
I = 2.80 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
σ <sub>b</sub> = 0.49 MPa	

➤ **Aux appuis**

<b>Tableau III.28 Vérification des contraintes aux appuis</b>	
Calculs	Vérifications
y = 0.0247m	σ <sub>b</sub> = 0.21MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa
I = 3.59 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
σ <sub>b</sub> = 0.21 MPa	

❖ **Etat limite de déformation**

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

✓ **Sens x-x :**

1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.1 > 0.42 \dots \dots \dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0012 < 0.005 \dots \dots \dots$  Vérifié.

✓ Sens y-y 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.08 > 0.043 \dots \dots \dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0012 < 0.005 \dots \dots \dots$  Vérifié.

• Schéma de ferrailage

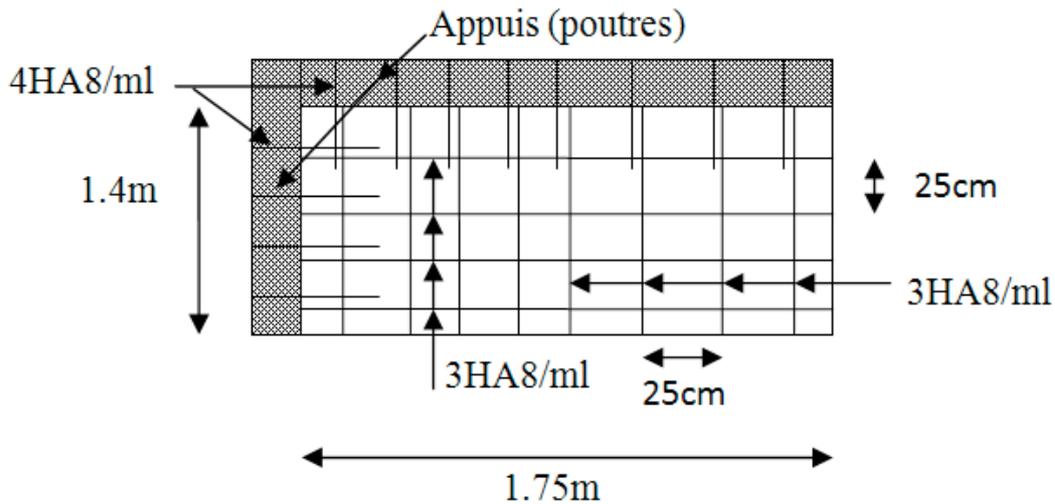


Fig. III.7 schéma de ferrailage des dalles des balcons

Dalle sur trois appuis : 1<sup>er</sup> type

❖ Evaluation des charges

$L_x = 1.40 \text{ m.}$

$L_y = 5.15 \text{ m.}$

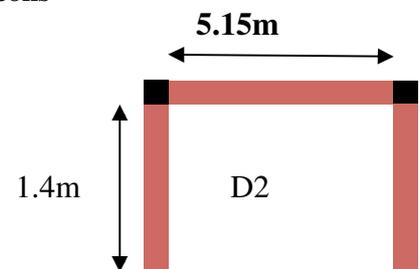


Fig. III.8.Dalle sur trois appuis

Calcul des sollicitations

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$G = 4.98 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2, e = 14 \text{ cm.}$

A L'ELU:

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 11.97 \text{ KN/ml}$

A L'ELS:

$P_s = G + Q$

$P_s = 4.98 + 3.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$

## ❖ Calcul des sollicitations

## A l'ELU

## ❖ Evaluation des moments

$$L_x = 1.4 < \frac{L_y}{2} = \frac{5.15}{2} = 2.57\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 11.97 \times \frac{1.4^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5.47 \text{KN.m} \\ M_{0x} = 11.97 \times \frac{1.4^2}{2} \times 5.15 - \frac{2}{3} \times 11.97 \times 1.4^3 \Rightarrow M_{0x} = 38.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

## Moments en travées

## - En travée

$$M_{tu}^x = 0.85M_0^x = 32.73 \text{KN.m}$$

$$M_{tu}^y = 0.85M_0^y = 4.65 \text{KN.m}$$

- En appui  $M_a^x = M_a^y = -0.3M_0^x = 11.55 \text{KN.m}$ 

## ❖ Ferrailage

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1\text{m}$  et d'épaisseur

$$e = 14\text{cm.}$$

**Tableau III.29** Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	y- y	4.65	0.020	0.025	0.124	1.08	/	4HA8=2.01
	x-x	32.73	0.145	0.197	0.116	8.11	1.52	6HA14=9.24
En appui	x-x et y-y	11.55	0.051	0.065	0.123	2.70	/	5HA10=3.93

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc  $S_t \leq 25cm$  ; On opte:  $S_t=10cm$

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(3e ; 33cm)$ . Donc  $S_t \leq 33cm$  ; On opte :  $S_t=20cm$

- **Calcul de l'espacement des armatures en appuis**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc  $S_t \leq 25cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

❖ **Vérifications**

**A l'ELU**

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_x = 8.33 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.066 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**A l'ELS**

$$L_x = 1.4 < \frac{L_y}{2} = \frac{5.15}{2} = 2.57m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.48 \times \frac{1.4^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3.88 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 8.48 \times \frac{1.4^2}{2} \times 5.15 - \frac{2}{3} \times 8.48 \times 1.4^3 \Rightarrow M_{0x} = 27.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments réels

- En travée

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 23.20 \text{ KN. ml}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 3.30 \text{ KN. ml}$$

- En appuis  $M_a^x = -0.3M_0^x = 8.19 \text{ KN. ml}$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

En travée :

➤ (|| L<sub>x</sub>)

Tableau III30 vérification des contraintes en travée (   L <sub>x</sub> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0468 m	$\sigma_b = 8.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 12.13 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 8.95 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st} = 227.17 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 227.17 \text{ MPa} > 201.6 \text{ MPa}$ <i>Non vérifiée</i>

➤ (|| L<sub>y</sub>)

Tableau III.31 vérification des contraintes en travée (   L <sub>y</sub> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0247 m	$\sigma_b = 2.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 3.59 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 2.27 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st} = 139.48 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 139.48 \text{ MPa} < 201.6 \text{ MPa}$ <i>Vérifiée</i>

Tableau III.32 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033\text{m}$	$\sigma_b = 4.29\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 6.29 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 4.29 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st}=181.45\text{MPa}$	$\sigma_{st}=181.45\text{MPa} < 201.6 \text{ MPa}$ <i>Vérifiée</i>

Selon lx la condition n'est pas vérifiée on va redimensionner la section d'acier a L'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve

➤ ( $\parallel L_x$ ) Soit 10HA12=11.31cm<sup>2</sup>/ml

Tableau III.33 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0505\text{m}$	$\sigma_b = 8.40\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 13.96 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 8.40 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st}=188.16\text{MPa}$	$\sigma_{st}=188.16\text{MPa} < 201.6 \text{ MPa}$ <i>Vérifiée</i>

❖ **Etat limite de déformation**

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

Sens x-x 1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.1 > 0.043 \dots \dots \dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.008 > 0,005 \dots \dots \dots$  Non Vérifié.

Sens y-y 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.027 < 0.043 \dots \dots \dots$ Non Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0,005 \dots \dots \dots$ Vérifié.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d’après SOCOTEC sont :

Sens x-x  $\Delta f = 0.366 \text{ mm} < f_{adm} = 2.8 \text{ mm} \dots \dots \dots$  Vérifié

Sens y-y  $\Delta f = 10.084 \text{ mm} < f_{adm} = 10.15 \text{ mm} \dots \dots \dots$  Vérifié

Schéma de ferrailage

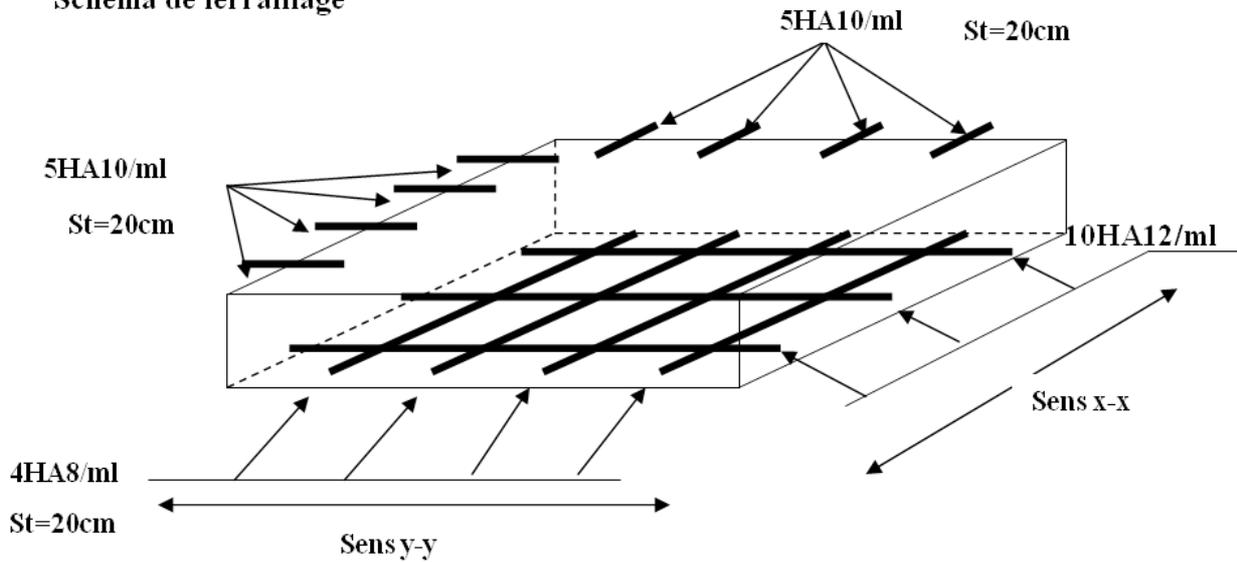


Fig. III.9.Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis).

2<sup>eme</sup> type :

- Pour terrasse inaccessible
- ❖ Evaluation des charges

$L_x = 1.50 \text{ m.}$

$L_y = 5.75\text{-m.}$

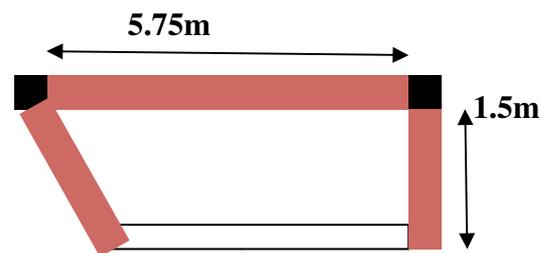


Fig. III.10 Dalle sur trois appuis

Calcul des sollicitations

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$G = 4.98 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2, e = 14 \text{ cm.}$

**A L'ELU :**

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 8.05 \text{ KN/ml}$$

**A L'ELS:**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.98 + 1 = 5.98 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

**A l'ELU :**

❖ **Evaluation des moments**

$$L_x = 1.5 < \frac{L_y}{2} = \frac{5.75}{2} = 2.87 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.05 \times \frac{1.5^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 4.53 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 8.05 \times \frac{1.5^2}{2} \times 5.75 - \frac{2}{3} \times 8.05 \times 1.5^3 \Rightarrow M_{0x} = 33.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**

- **En travée :**

$$M_{tu}^x = 0.85 M_0^x = 28.87 \text{ KN.ml}$$

$$M_{tu}^y = 0.85 M_0^y = 3.85 \text{ KN.ml}$$

- **En appuis :**  $M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = 10.19 \text{ KN.ml}$

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1\text{m}$  et d'épaisseur

$$e = 14 \text{ cm.}$$

**Tableau III.34** Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b>	y- y	3.85	0.017	0.021	0.125	0.89	/	<b>4HA8=2.01</b>
	x-x	28.87	0.128	0.171	0.117	7.09	1.52	<b>9HA12=9.05</b>
<b>En appui</b>	x-x et y-y	10.19	0.045	0.057	0.123	2.38	/	<b>5HA10=3.93</b>

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc  $S_t \leq 25cm$  ; On opte :  $S_t=10cm$

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(3e ; 33cm)$ . Donc  $S_t \leq 33cm$  ; On opte :  $S_t=20cm$

- **Calcul de l'espacement des armatures en appuis**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc  $S_t \leq 25cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

❖ **Vérifications :**

**A l'ELU :**

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_x = 6 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.047 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \tau_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

$$L_x = 1.4 < \frac{L_y}{2} = \frac{5.75}{2} = 2.87\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 5.98 \times \frac{1.5^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3.36\text{KN.m} \\ M_{0x} = 5.98 \times \frac{1.5^2}{2} \times 5.75 - \frac{2}{3} \times 5.98 \times 1.5^3 \Rightarrow M_{0x} = 25.23\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments réels**

- **En travée :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 21.45 \text{ KN. ml}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 2.86\text{KN. ml} .$$

- **En appuis :**  $M_a^x = -0.3M_0^x = -7.57\text{KN. ml}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

➤ (|| L<sub>x</sub>)

Tableau III.35 vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>x</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0465\text{m}$	$\sigma_b = 8.36\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$
$I = 11.93 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 8.36\text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st}=214.41\text{MPa}$	$\sigma_{st}=214.41\text{MPa} > 201.6\text{ MPa}$ <i>Non vérifiée</i>

➤ (|| L<sub>y</sub>)

Tableau III.36 vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>y</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0247\text{ m}$	$\sigma_b = 1.97\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$
$I = 3.59 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 1.97\text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st}=121.05\text{MPa}$	$\sigma_{st}=121.05\text{MPa} < 201.6\text{ MPa}$ <i>Vérifiée</i>

Tableau III.37 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03\text{m}$	$\sigma_b = 4.33\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$
$I = 5.24 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 4.33\text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st}=208.03\text{MPa}$	$\sigma_{st}=208.03\text{MPa} > 201.6\text{ MPa}$ <i>Non vérifiée</i>

Selon lx et en appui la condition n'est pas vérifiée on va redimensionner la section d'acier a l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve

➤ (|| L<sub>x</sub>) Soit 8HA14=12.32cm<sup>2</sup>/ml

Tableau III.38 vérification des contraintes en travée (   L <sub>x</sub> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0522 m	σ <sub>b</sub> = 7.57 MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa
I = 14.80 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
σ <sub>b</sub> = 7.57 MPa	
Vérification des contraintes dans l'acier	
σ <sub>st</sub> =160.44MPa	σ <sub>st</sub> =160.44MPa < 201.6 MPa

➤ Aux appuis Soit 4HA12=4.52cm<sup>2</sup>/ml

Tableau III.39 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
y = 0.0351m	σ <sub>b</sub> = 3.77MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa
I = 7.04 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
σ <sub>b</sub> = 3.77 MPa	
Vérification des contraintes dans l'acier	
σ <sub>st</sub> =146.61MPa	σ <sub>st</sub> =146.61MPa < 201.6 MPa

❖ Etat limite de déformation

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

Sens x-x 1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.093 > 0.042 \dots \dots \dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.009 > 0.005 \dots \dots \dots$  Non Vérifié.

Sens y-y 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y'}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.024 < 0.042 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

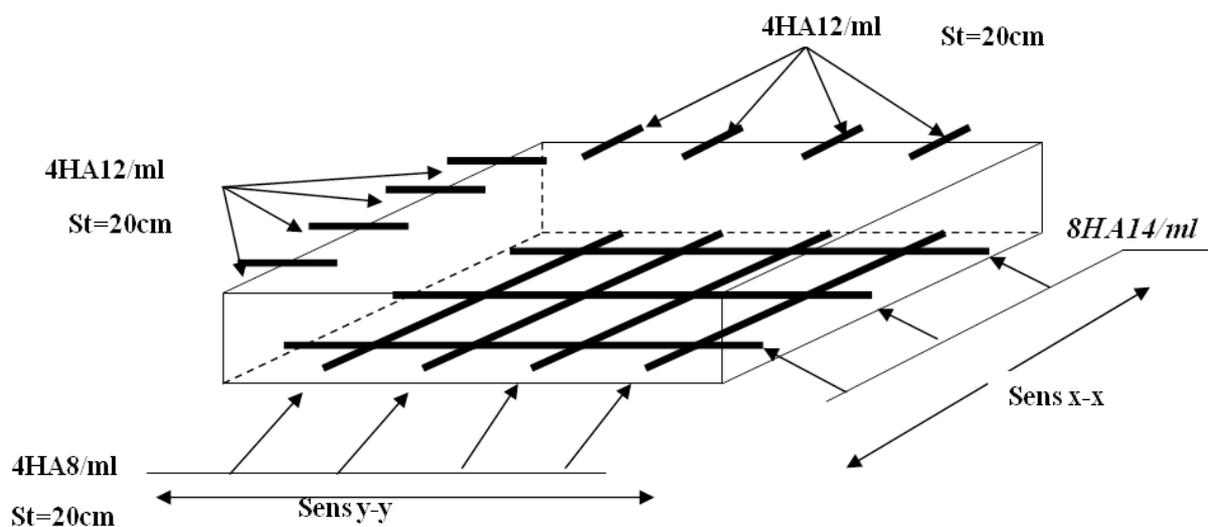
2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d’après SOCOTEC sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.40** Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle sur 3 appuis.

Sens	L (m)	Mjser (Kn.m)	Mgser (Kn.m)	Mpser (Kn.m)	Δf (mm)	fadm (mm)	As adoptée (cm2)
X-X	1.5	12.55	17.85	21.44	1.41	3	8HA14=12.32
Y-Y	5.75	1.67	2.38	2.85	2.26	10.75	4HA8=2.01

• Schéma de ferrailage



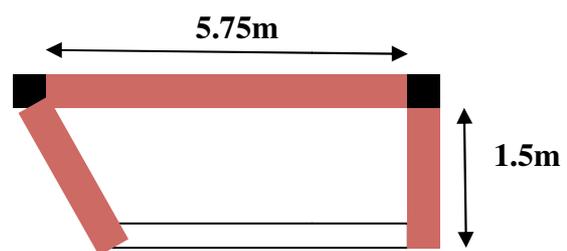
**Fig III .11.**Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

**Dalle sur trois appuis : étage courant**

$L_x = 1.50 \text{ m.}$

$L_y = 5.75\text{-m.}$

$G = 4.98 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2, e = 14\text{cm.}$



**Fig. III.12.**Dalle sur trois appuis

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1m$  et d'épaisseur  $e = 14cm$ .

**Tableau III.41** Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

	Sens	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b>	y- y	5.72	0.025	0.032	0.124	1.33	/	<b>4HA8=2.01</b>
	x-x	42.93	0.190	0.266	0.113	10.91	1.52	<b>10HA12=11.31</b>
<b>En appui</b>	x-x et y-y	15.15	0.067	0.088	0.122	3.57	/	<b>4HA12=4.52</b>

$\bar{\tau}_u = 1.16 MPa$

$\tau_{ux} = 0.71 < \bar{\tau}_u$  ..... vérifié ..

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

➤ ( $\parallel L_x$ )

<b>Tableau III.42</b> vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0505m	$\sigma_b = 10.99MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 13.963 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 10.99 MPa$	
<b>Vérification des contraintes dans l'acier</b>	
$\sigma_{st}=246.61MPa$	$\sigma_{st}=246.61MPa > 201.6 MPa$ Non vérifiée

➤ ( $\parallel L_y$ )

Tableau III.43 vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_y$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0247 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 3.59 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.78 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st} = 171.42 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 171.42 \text{ MPa} < 201.6 \text{ MPa}$ Vérifiée

➤ Aux appuis

Tableau III.44 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.035 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 7.043 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.33 \text{ MPa}$	
Vérification des contraintes dans l'acier	
$\sigma_{st} = 207.95 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 207.95 \text{ MPa} > 201.6 \text{ MPa}$ Non vérifiée

Selon  $I_x$  et en appui la condition n'est pas vérifiée on va redimensionner la section d'acier à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve

➤ ( $\parallel L_x$ ) Soit 10HA14=15.39cm<sup>2</sup>/ml

<b>Tableau III.45 vérification des contraintes en travée (<math>\parallel L_x</math>)</b>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0566 \text{ m}$	$\sigma_b = 10.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 17.16 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 10.03 \text{ MPa}$	
<b>Vérification des contraintes dans l'acier</b>	
$\sigma_{st}=184.42\text{MPa}$	$\sigma_{st}=184.42\text{MPa} < 201.6 \text{ MPa}$

<b>Tableau III.46 Vérification des contraintes aux appuis</b>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.039\text{m}$	$\sigma_b = 4.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 8.967 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.66 \text{ MPa}$	
<b>Vérification des contraintes dans l'acier</b>	
$\sigma_{st}=156.16\text{MPa}$	$\sigma_{st}=156.16\text{MPa} < 201.6 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite de déformation**

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

**Sens x-x** 1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.093 > 0.042 \dots\dots\dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.009 > 0,005 \dots\dots\dots$  Non Vérifié.

**Sens y-y** 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.024 < 0.042 \dots\dots\dots$  Non Vérifié.

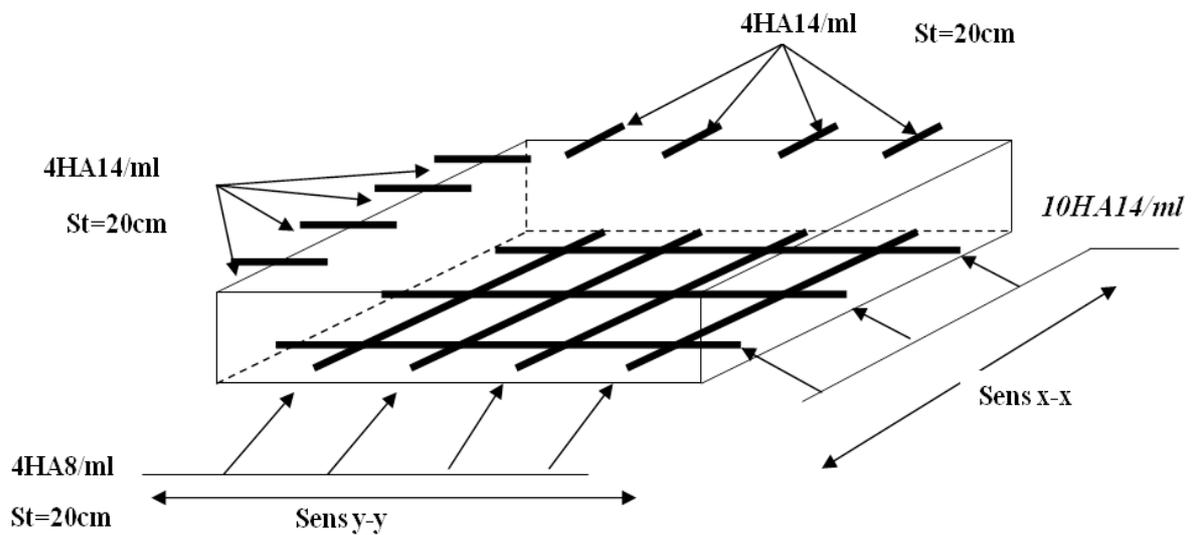
2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0,005 \dots\dots\dots$  Vérifié.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d'après SOCOTEC sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.47** Evaluation de la flèche dans le 2ème type de dalle sur 3 appuis.

Sens	L (m)	Mjser (Kn.m)	Mgser (Kn.m)	Mpser (Kn.m)	$\Delta f$ (mm)	fadm (mm)	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
X-X	1.5	12.55	17.85	30.4	1.77	3	10HA14=15.39
Y-Y	5.75	1.60	2.38	4.05	2.56	10.75	4HA14=6.16

**1. Schéma de ferrailage**



**Fig III .13** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

**Dalle sur quatre appui :(dalle pleine)**

(e =15cm)

G =5.23KN / m

Q =1.5KN / m

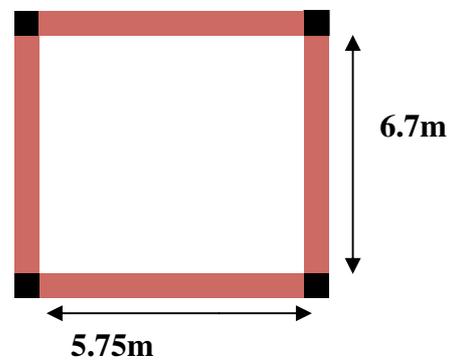
Pu= 1.35 G +1.5 Q =9.31KN / ml

Ps=G+Q=6.73KN/ml

- ❖ Calcul de sollicitations
- ✓ Calcul des moments

Lx= 5.75m

Ly= 6.7m



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \rho = 0.85 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe I} \qquad \text{ELS} \begin{cases} \rho = 0.85 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0576. \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe I}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 15.58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 10.69 \text{ KN.m} \end{cases} ; \qquad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 12.82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 9.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

▪ **En travées :**

$$\text{panneau intermédiaire selon x et selon y:} \begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 11.69 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 8.02 \text{ KN.m} \end{cases} ; \qquad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 9.62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Au niveau des appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.5 M_0^x, \\ -0.5 M_0^y, \end{cases} \text{ appuis intermédiaire}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -7.79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -6.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage**

✓ **Ferraillage de la travée**

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens, ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

$$\mu_{bu} = 0.045 ; \alpha = 0.058 ; z=0.132 \text{ m} \Rightarrow A_s=2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

## ❖ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.85 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.29/\text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Soit :  $A = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$

## • Sens y-y

$\mu_{bu} = 0.031$  ;  $\alpha = 0.039$  ;  $z = 0.133 \text{ m} \Rightarrow A_s = 1.73\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.85 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Soit :  $A = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## • En appuis

## ✓ Sens x-x et y-y

$\mu_{bu} = 0.030$  ;  $\alpha = 0.038$  ;  $z = 0.133 \text{ m} \Rightarrow A_s = 1.68\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Soit :  $A = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible.

## ✓ En travée

Sens x-x :  $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

Sens y-y :  $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$ .....condition vérifiée.

✓ **En appui**

➤ **Sens x-x et y-y**

$S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$  .....condition vérifiée.

Soit :  $4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$ .

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.48** Résultats de ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	$M_t$ (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>En travée</b>	<b>x-x</b>	11.69	0.045	0.058	0.132	2.54	1.27	4HA12=4.52	20
	<b>y-y</b>	8.02	0.031	0.039	0.133	1.73	1.2	3HA12=3.39	25
<b>En appui</b>	<b>x-x et y-y</b>	7.79	0.030	0.038	0.133	1.68	1.63	4HA10=3.14	20

**Vérifications**

**A L'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 17.35 \text{ KN.m}$$

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

$$\tau_u = \frac{17.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.4. Vérification des contraintes**

**En travée**

➤ (|| L<sub>x</sub>)

<b>Tableau III.49</b> vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>x</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.037 m	$\sigma_b = 4.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 8.19 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.34 \text{ MPa}$	

➤ (|| L<sub>y</sub>)

<b>Tableau III.50</b> vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>y</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0323 m	$\sigma_b = 3.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 6.48 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.73 \text{ MPa}$	

➤ **Aux appuis**

<b>Tableau III.51</b> Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
y = 0.0313m	$\sigma_b = 3.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 6.087 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.30 \text{ MPa}$	

❖ **Etat limite de déformation**

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

✓ **Sens x-x :**

1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.026 < 0.037 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0033 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

✓ Sens y-y 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.022 < 0.037 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

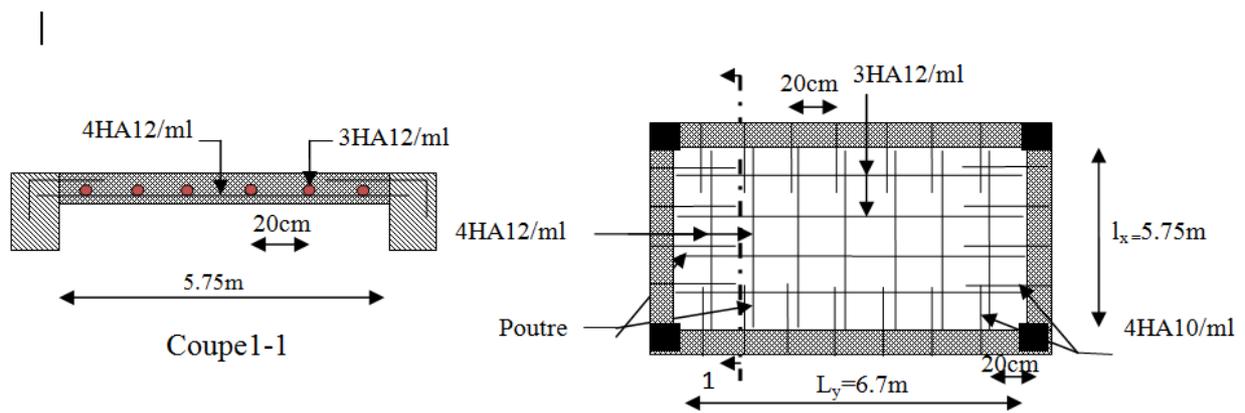
2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0025 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d’après le logiciel SOCOTEC sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.52** Evaluation de la flèche

Sens	L (m)	Mjser (Kn.m)	Mgser (Kn.m)	Mpser (Kn.m)	Δf (mm)	fadm (mm)	As adoptée (cm2)
X-X	5.75	4.99	7.47	9.61	8.989	10.75	4HA12=4.52

• Schéma de ferrailage



**Fig. III.14.**Schéma de ferrailage

**Dalle sur quatre appuis avec l’ouverture pour ascenseur**

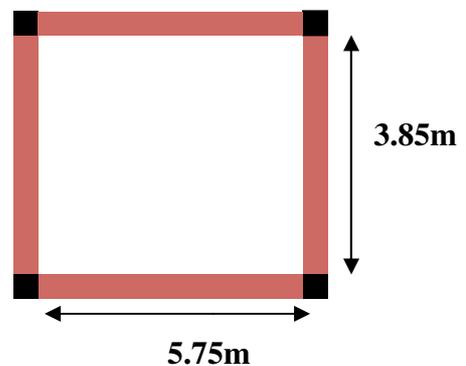
(e =15cm)

G =5.23KN / m

Q =2.5KN / m

Pu= 1.35 G +1.5 Q =10.81KN / ml

Ps=G+Q=7.73KN/ml



❖ **Calcul de sollicitations**

✓ **Calcul des moments**

$L_x = 3.85\text{m}$

$L_y = 5.75\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

ELU  $\begin{cases} \rho = 0.67 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow$  d'après l'annexe 1  $\begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$  .....Annexe I

ELS  $\begin{cases} \rho = 0.67 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow$

d'après l'annexe 1  $\begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$  .....Annexe I

ELU  $\begin{cases} M_0^x = 11.58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.51 \text{ KN.m} \end{cases}$  ; ELS  $\begin{cases} M_0^x = 8.94 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.90 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Calcul des moments réels**

▪ **En travées :**

panneau intermédiaire selon x et selon y:  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$

ELU  $\begin{cases} M_t^x = 8.69 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.38 \text{ KN.m} \end{cases}$  ; ELS  $\begin{cases} M_t^x = 6.71 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.68 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ **Au niveau des appuis**

$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.5 M_0^x \\ -0.5 M_0^y \end{cases}$  . appuis intermédiaire

$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -5.79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -3.36 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Ferraillage**

✓ **Ferraillage de la travée**

$\rho = 0.67 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens, ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

$\mu_{bu} = 0.034 ; \alpha = 0.043 ; z = 0.133 \text{ m} \Rightarrow A_s = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.67 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.40/\text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Soit :  $A = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

## • Sens y-y :

$\mu_{bu} = 0.013$  ;  $\alpha = 0.016$  ;  $z = 0.134\text{m} \Rightarrow A_s = 0.72\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.67 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = 1.2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## • En appuis

## ✓ Sens x-x et y-y :

$\mu_{bu} = 0.022$  ;  $\alpha = 0.028$  ;  $z = 0.133\text{ m} \Rightarrow A_s = 1.25\text{cm}^2/\text{ml}$ .

## ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ .

❖ **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

✓ **En travée :**

Sens x-x :  $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$ .....condition vérifiée.

Sens y-y :  $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$ .....condition vérifiée.

✓ **En appui :**

➤ **Sens x-x et y-y :**

$S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$  .....condition vérifiée.

Soit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.53** Résultats de ferrailage

	Sens	M <sub>t</sub> (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>En travée</b>	<b>x-x</b>	8.69	0.034	0.043	0.133	1.85	1.27	4HA8=2.01	20
	<b>y-y</b>	3.38	0.013	0.016	0.134	0.72	1.2	3HA8=1.51	25
<b>En appui</b>	<b>x-x et y-y</b>	5.79	0.022	0.028	0.133	1.25	1.63	4HA8=2.01	20

**Vérifications**

**A L'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.67 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 17.32 \text{ KN.m}$$

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

$$\tau_u = \frac{17.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.128 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.4 Vérification des contraintes**

**En travée**

➤ (|| L<sub>x</sub>)

Tableau III.54 vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>x</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0257 m	$\sigma_b = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 4.16 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 4.14 \text{ MPa}$	

➤ (|| L<sub>y</sub>)

Tableau III.55 vérification des contraintes en travée ( <u>   L<sub>y</sub></u> )	
Calculs	Vérifications
y = 0.0226m	$\sigma_b = 2.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 3.24 * 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 2.57 \text{ MPa}$	

➤ Aux appuis

Tableau III.56 Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0257\text{m}$	$\sigma_b = 2.09\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 4.14 * 10^{-5}\text{m}^4$	
$\sigma_b = 2.09 \text{ MPa}$	

❖ Etat limite de déformation

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

✓ Sens x-x :

1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.039 > 0.037 \dots\dots\dots$  Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0,005 \dots\dots\dots$  Vérifié.

✓ Sens y-y 1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.026 < 0.037 \dots\dots\dots$  Non Vérifié.

2.  $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0011 < 0,005 \dots\dots\dots$  Vérifié.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus d'après le logiciel SOCOTEC sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.57 Evaluation de la flèche

Sens	L (m)	M <sub>jser</sub> (Kn.m)	M <sub>gser</sub> (Kn.m)	M <sub>pser</sub> (Kn.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	5.75	0	0	3.68	1.15	10.75	4HA12=4.52

- Schéma de ferrailage

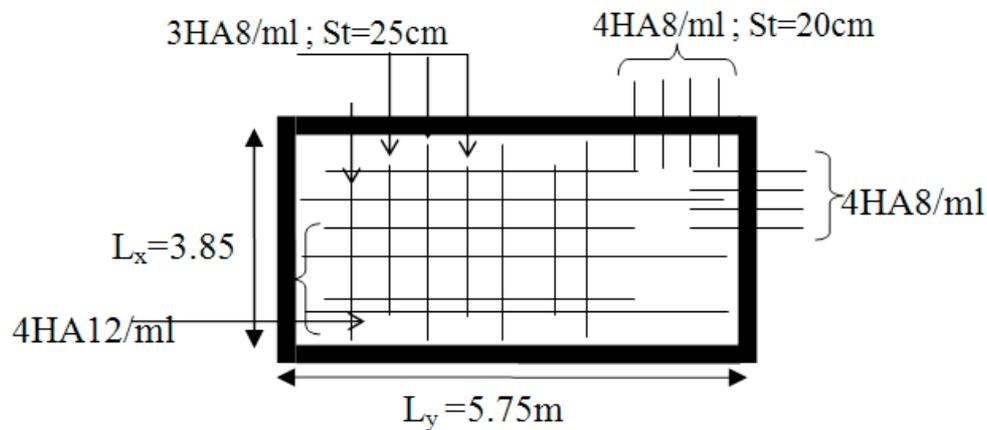


Fig. III.15. Schéma de ferrailage pour la dalle sur quatre appuis

### III.3. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1.80 \text{ m}$
- $T_s = 2.15 \text{ m}$
- $H_k = 2.20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$
- $F_c = 5000 \text{ daN}$
- $v = 0,63 \text{ m/s}$

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

### III.3.2 Etude de la dalle pleine du local machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

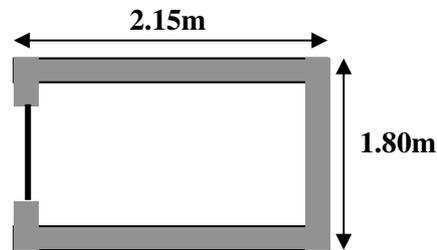


Fig. III.16 Cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact U×V

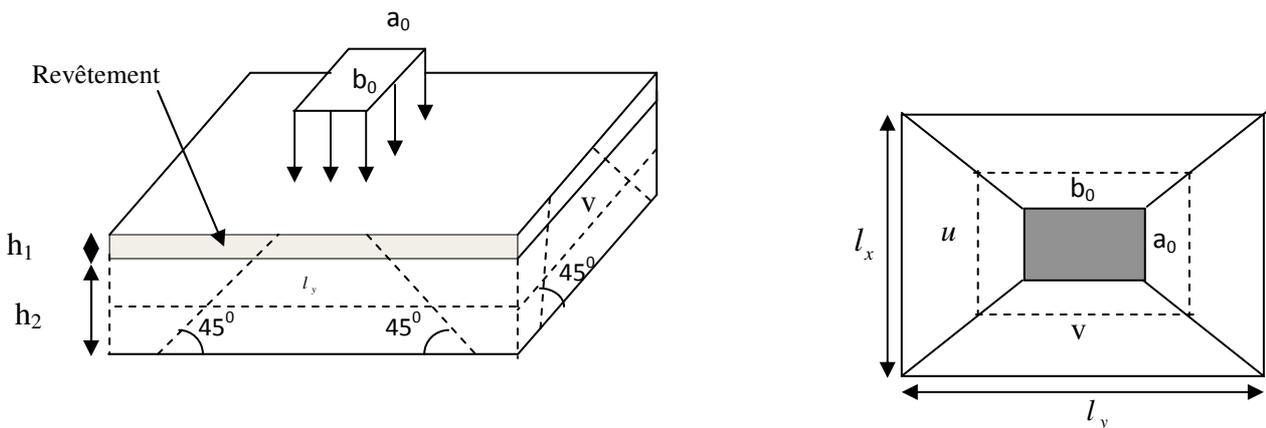


Fig. III.17 représentant de la surface d'impact

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

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge=  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_0$  : Espacement du revêtement (4cm)

$\xi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi=1$ )

$$\begin{cases} U = 103\text{cm} \\ V = 103\text{cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 180\text{cm} \\ l_y = 215\text{cm} \end{cases}$$

### Evaluation des moments sous charge concentrée

#### a) $M^{x1}$ et $M^{y1}$ du système

$M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M^1$  et  $M^2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 \qquad \frac{U}{l_x} = 0.57 \qquad \frac{V}{l_y} = 0.47$$

D'où :  $M^1 = 0.085$

$$M^2 = 0.067$$

$$q_u = 1.35 \times P \rightarrow q_u = 85.05 \text{ KN avec } (P = 63 \text{ KN})$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u = 7.22 \text{ KN. m} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u = 5.69 \text{ KN. m} \end{cases}$$

#### b) $M^{x2}$ et $M^{y2}$ du système :

$M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.83 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe I}]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 4 cm)

$$G^2 = 4.63 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 1 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0528 \times 7.75 \times 1.8^2 = 1.32 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.6494 \times 1.32 = 0.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.22 + 1.32 = 8.54 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.69 + 0.85 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d^x = 13\text{cm}$  ;  $d^y = 12\text{cm}$ )

$$M^t_x = 0.85 \times M^x = 0.85 \times 8.54 = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M^t_y = 0.85 \times M^y = 0.85 \times 6.54 = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.3 \times M^x = 0.3 \times 7.26 = 2.18 \text{ KN}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 2.18 \text{ Kn.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.58** Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

Sens	$M_t$ (KN. m)	$M_a$ (KN. m)	$A^t$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^t$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^a$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>X-X</b>	7.26	2.18	1.63	4HA8=2.01	<b>0.66</b>	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Y-Y</b>	5.56	2.18	1.38	4HA8=2.01	<b>0.66</b>	<b>4HA8=2.01</b>

**Vérifications**

- **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \Rightarrow A^x_{min} = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A^x_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\rho = 0.83 > 0.4$$

$$e = 15\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des espacements**

**Sense x-x'**:  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$  on adopt  $S_t = 25\text{cm}$

**Sense y-y'**:  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$  on adopt  $S_t = 25\text{cm}$

• **Le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\phi = 10\text{mm} < 20\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : La charge de calcul à l'état ultime

h : épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (103+103) = 412\text{cm}$$

$$Q_U = 85.05\text{ KN}$$

$$(0.045 \times 4.12 \times 0.15 \times 25 \times 10^3) / 1.5 = 463.5\text{KN}$$

} .....condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$T^u = T^v = q^u / (3 \times u) = 27.52\text{ KN}.$$

$$\tau_u = T^u / (b_0 \times d) = 0.23 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Calcul à l'ELS

#### Moment engendré par le système de levage

$$q_{ser} = p = 63 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.20 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 5.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Moment dû au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 4.63 + 1 = 5.63 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0956 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.7518 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.31 \text{ KN.m}$$

#### ➤ La Superposition des Moments

$$M_x = 7.94 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = 6.6 \text{ Kn.m}$$

#### Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.94 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.6 = 5.61 \text{ KN.m}$$

#### Moment en appuis

$$M_a^x = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 6.75 = -2.025 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -1.68 \text{ KN.m}$$

**Vérification de contrainte**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

- **En travée**

- **Sens x-x'**

$$M^{tx} = 6.75 \text{ KN.m}, A_x^t = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}, y = 2.51 \text{ cm}, I = 3844.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

$$M^{ty} = 5.61 \text{ KN.m}, A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, y = 2.40 \text{ cm}, I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

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

La FPN  $\Rightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire.

- **La flèche**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) h/l = 15/180 = 0.083 > \max[3/80, 6.75/20 \times 7.94] = 0.043 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Schéma de ferrailage

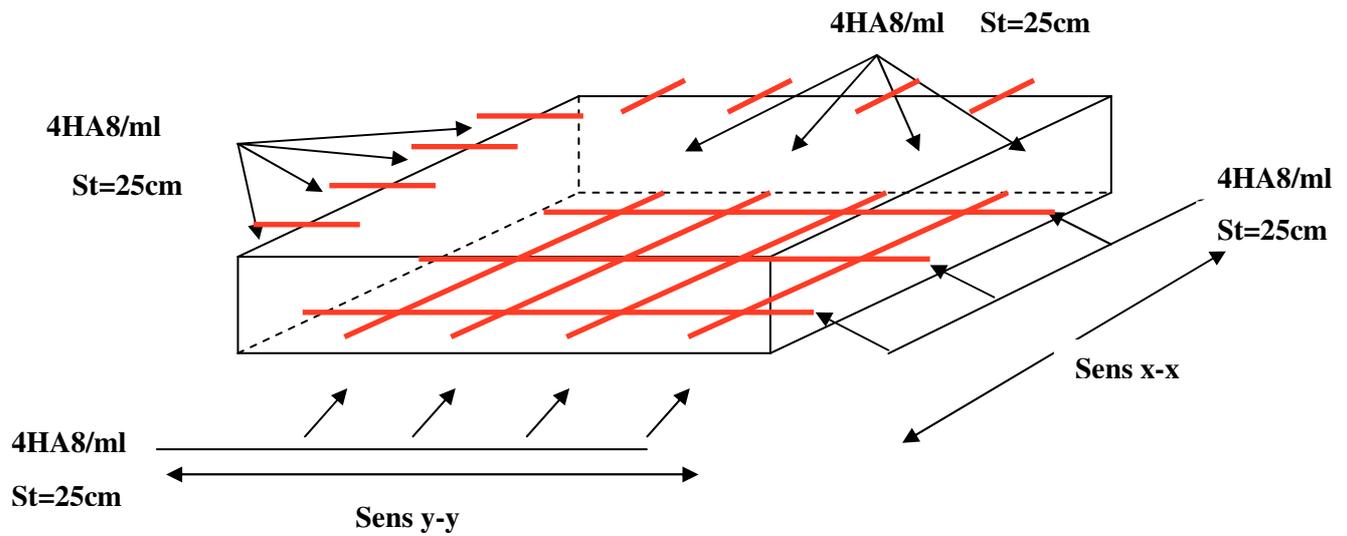


Fig. III.18 Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.4.3 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (215×180 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement :  $G_1=4.63 \text{ KN/m}^2$ .
- poids propre de l'ascenseur :  $G_2=F_C / S = 50 / 2.15 \times 1.8 \rightarrow G_2 = 12.92 \text{ KN .m}^2$
- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 17.55 \text{ KN/m}^2$ .
- $P_{total} = 1.35 \times G_{total} \rightarrow P_{total} = 23.69 \text{ KN/m}^2$ .

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

III.4.4 Evaluation des moments à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0528 \times 23.69 \times 1.8^2 = 4.05 \text{ KN .m} \\ M_{y2} = 0.6494 \times 4.05 = 2.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M^{lx} = 0.85 \times M^x = 3.44 \text{ KN.m}$$

$$M^{ly} = 0.85 \times M^y = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.3 \times M^x = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 1.03 \text{ KN.m.}$$

### III.4.3.2 Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

**Tableau III.59** Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Moment (KN.m)	$\mu_{bc}$	A calcul (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptés (cm <sup>2</sup> /ml)
$M_{tx}$	0.0143	<b>0.76</b>	<b>4HA8</b>
$M_{ty}$	0.0093	<b>0.50</b>	<b>3HA8</b>
$M_{ax}$	0.0043	<b>0.23</b>	<b>4HA8</b>
$M_{ay}$	0.0043	<b>0.23</b>	<b>4HA8</b>

- **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (dans tous les cas) } \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho = 0.83 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

### Calcul à l'ELS : ( $v=0,2$ )

$$P = 17.55 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 1.47 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M=1.73\text{KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y=2.51\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 3844,81\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.13\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

1)  $h/l = 15/180 = 0.083 > 0.030 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

• Schéma de ferrailage

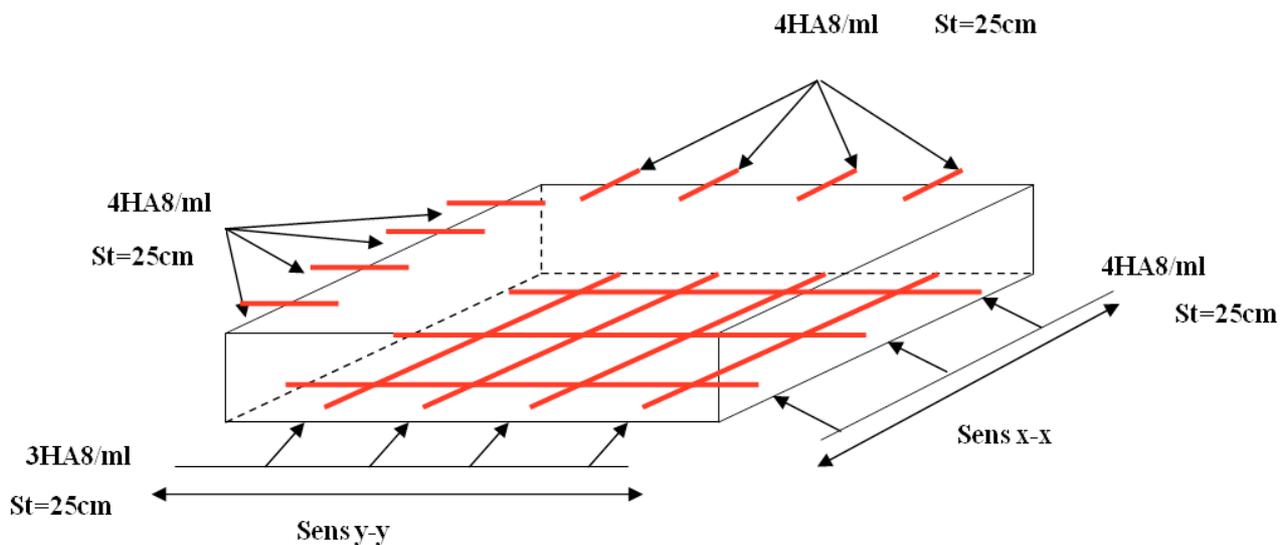


Fig. III.19 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.4 Acrotère

III.4.1 Pour la terrasse inaccessible

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

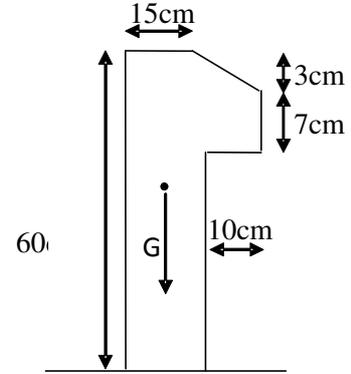


Fig III.20 Vue en plan d'un acrotère

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.4.2 Evaluation des charges

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$ .
- Poids d'enduit extérieur (ciment:e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$ .
- Poids d'enduit intérieur (ciment:e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN. \quad Q = 1KN$$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

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

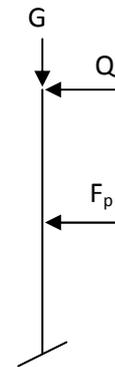
$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN.$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :



$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

### III.4.3 Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN$$

$$M_G = 0.$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

### III.4.4 Combinaisons d'actions

**Tableau III.60** Combinaison d'action

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

### III.4.5 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0.025m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité 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.

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

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

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

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

$\phi$  : 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.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

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

Donc :

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

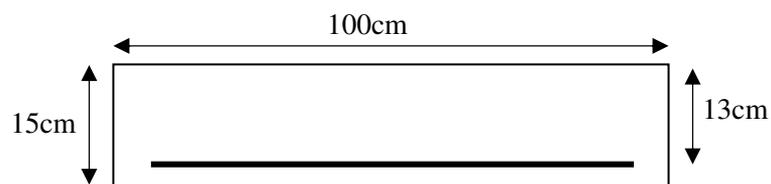


Fig. III.21 Section à ferrailer

### III.4.6 Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

#### ➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ .

Ce qui fait  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

#### Calcul des espacements

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  soit  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Les armatures de répartition :  $S_i \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  soit  $S_t = 25 cm$ .

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a  $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$  c'est vérifiée.

### ➤ Vérifications à L'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2]$$

Avec  $\sum u_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$  c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0.6}{2.88} + \left( 0.13 - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de  $y_c$  telle que :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$  (\*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A'_s \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A_s \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A'_s \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A_s \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On  $A'_s = 0$ ,  $A_s = 2.01 \times 10^{-4} m^2$ ,  $b = 1m$  et  $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

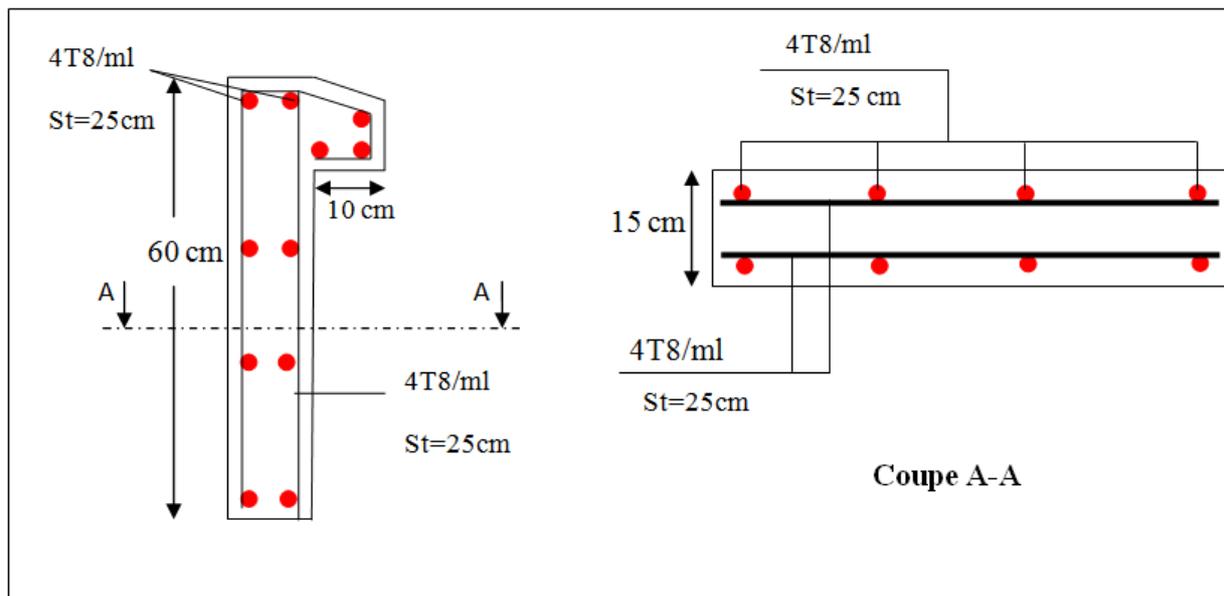


Fig.III.22 Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.5 Etude des escaliers

**III.5.1 Types 1 :** On a l'escalier des étages courants et sous sol sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui des étages courant.

#### III.5.1.1 Etude de la première et la deuxième volée

Ce type se calcule comme suit

- **La charge permanente sur la volée d'escalier**

$$\left[ \begin{array}{l} G=8.19 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier**

$$\left[ \begin{array}{l} G=5.48 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

#### Calcul à l'ELU

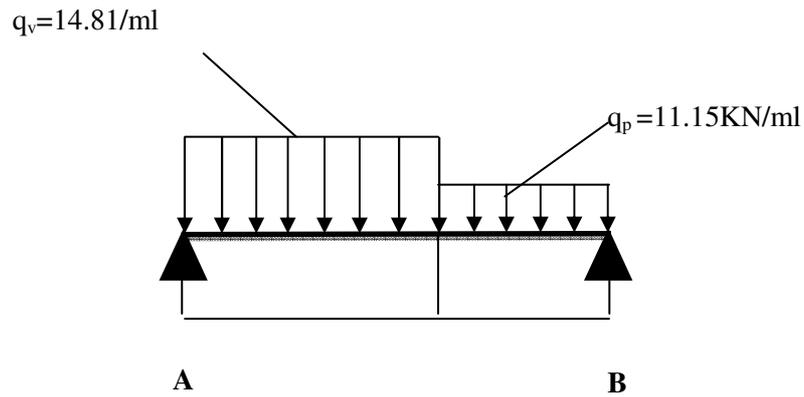
- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5q_v = 1.35 \times 8.19 + 1.5 \times 2.5 = 14.81 \text{ KN/ml}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5q_p = 1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5 = 11.15 \text{ KN/ml}$$

- **Schema statique**



- **Calcul des sollicitations**

- ✓ **Calcul des réactions**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 28.76 \text{ KN.}$$

$$R_B = 25.18 \text{ KN.}$$

- ✓ **Calcul des moments**

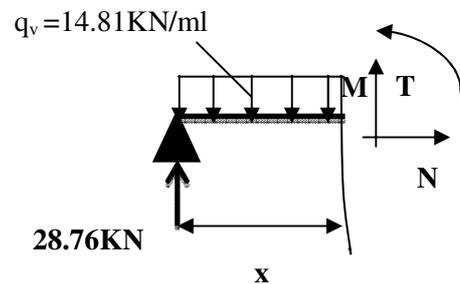
- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$**

$$M = 28.76 x - 7.405 x^2$$

$$T = 14.81 x - 28.76$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-28.76 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.40 \rightarrow \begin{cases} M=26.37 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=6.78 \text{ KN} \end{cases}$$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} < x < 1.65 \text{ m}$

$$M = 25.18x - 5.575x^2$$

$$T = 11.15x - 25.18$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-25.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.65 \rightarrow \begin{cases} M=26.37 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-6.78 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ Calcul  $M^{\max}$

$$M^{\max} = M(x)$$

- ✓ Calcul de  $x$

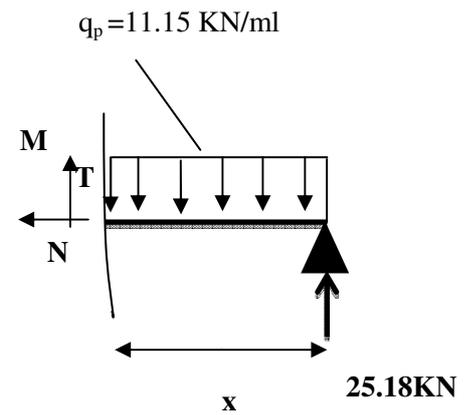
$$X = \frac{dM}{dX} = 1.94 \text{ m}$$

Donc  $M^{\max} = 27.92 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

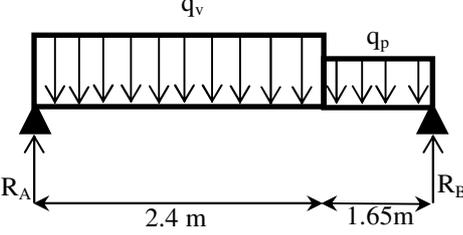
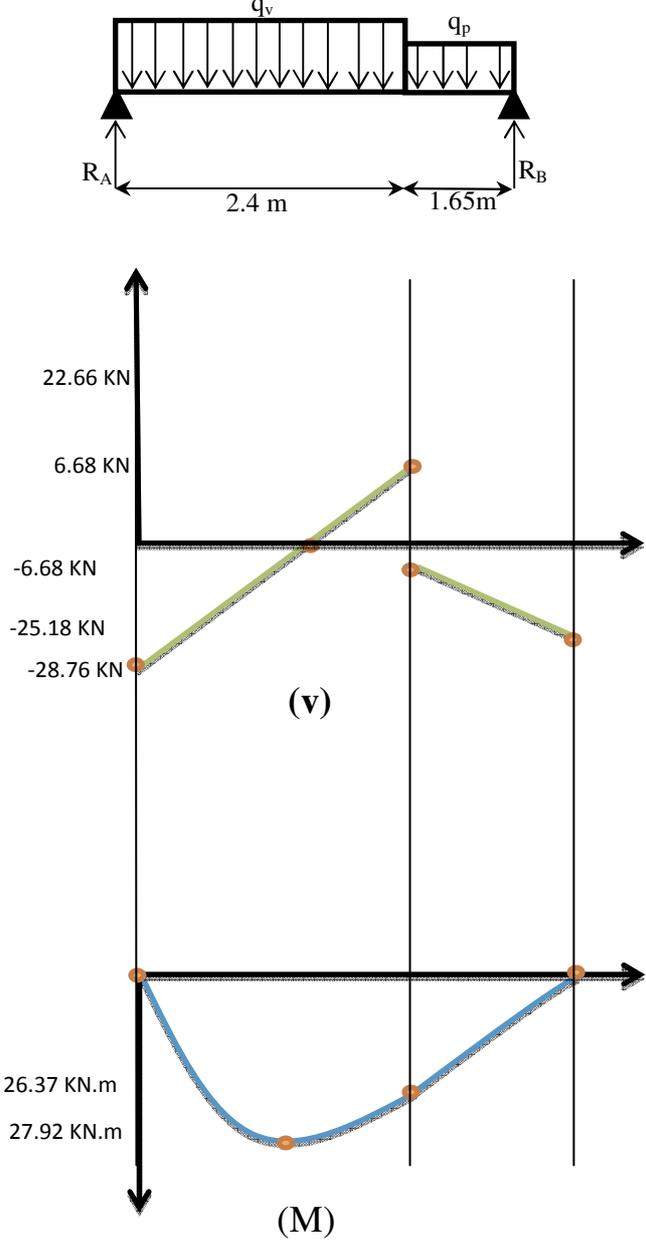
- Calcul des moments réels

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 27.92 = -13.96 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 27.92 = 20.94 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$



III.5.2 Etude d'escaliers

<b>Tableau III.61 Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1)</b>	
Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;"><b>ELU</b></p> <p><math>q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}</math>  <math>q_v = 14.8 \text{ KN/ml.}</math></p>	
Réactions aux appuis	
$R_A = 28.76 \text{ KN.}$ $R_B = 25.18 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 – 2.4] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -28.76 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.4, \begin{cases} V = 6.68 \text{ KN.} \\ M = 26.37 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.94 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 27.92 \text{ KN.m}$	
<p><u>Tronçon[0 – 1.65] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -25.18 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.65, \begin{cases} V = -6.78 \text{ KN.} \\ M = 26.37 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 27.92 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 20.94 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -13.96 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 28.76 \text{ KN.m}$	

**Calcul à l'ELS**✓ **Calcul des réactions**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 20.73 \text{ KN.}$$

$$R_B = 18.06 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul  $M^{\max}$** 

$$M^{\max} = M(x)$$

✓ **Calcul de x**

$$X = \frac{dM}{dX} = 1.94$$

Donc  $M^{\max} = 20.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

• **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 20.04 = -10.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 20.04 = 15.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant

Nature	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{calculée}$ $\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_{choisie}$ $\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_r$ $\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_r$ $\text{cm}^2/\text{ml}$
<b>Etage courant (Type I)</b>	<b>Travée (St=25cm)</b>						
	0.087	0.114	0.124	4.85	6HA12=6.79	1.13	4HA8=2.01
	<b>Appuis (St=25cm)</b>						
	0.058	0.075	0.126	3.18	6HA10=4.71	0.79	4HA8=2.01
<b><math>A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}</math></b>							

♣ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.221 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

➤ Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 8.19 + 2.5 = 10.69 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.48 + 2.5 = 7.98 KN/ml. g$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau III.63** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
20.73	18.06	1.94	20.08	15.06	4.23	7858.81	<b>8.11</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
20.73	18.06	1.94	20.08	10.04	3.64	6205.69	<b>5.89</b>	15	vérifiée

• **Etat de déformation**

✓ **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0} \\ A_s \leq 4.2 \frac{b \times d}{f_e} \end{array} \right\} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{16}{405} = 0.0395 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

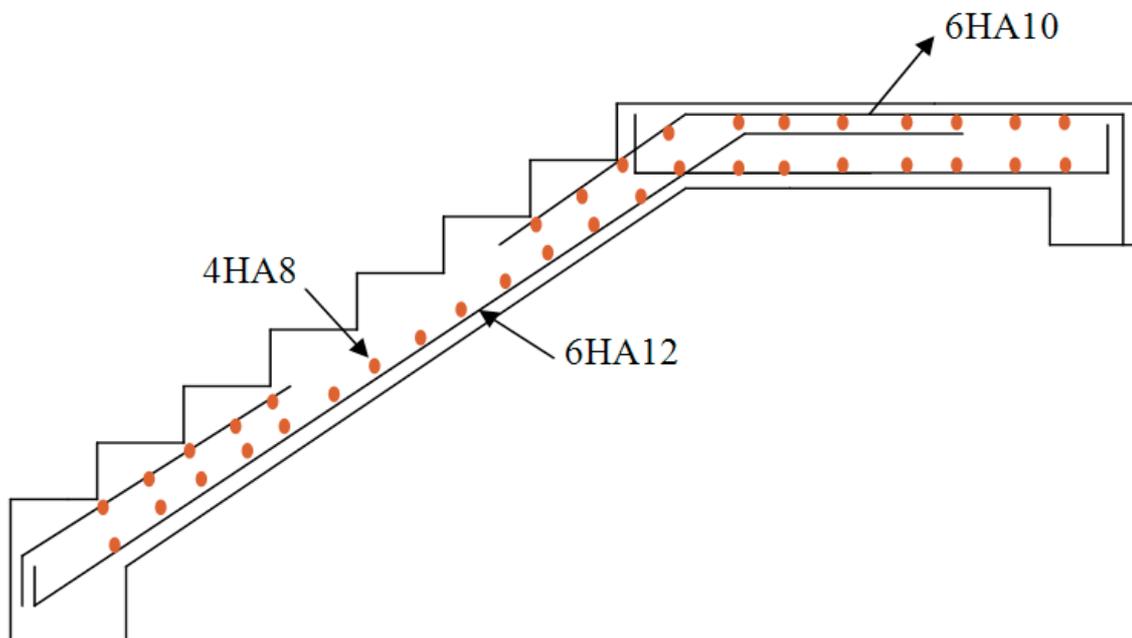
✓ Vérification de la flèche par la méthode globale

$$M_{ser} = M_{max} = 15.06 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.64** Evaluation de la flèche dans les parties 1 et 2 de l'escalier

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.05	6.79	10.06	12.75	17.05	10356.5	215879.6
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.23	123477	102076	85105	155100	<b>0.121</b>	<b>0.81</b>

- Schéma de ferrailage



**Fig. III.23** Schéma de ferrailage de la partie 1 et 2 de l'escalier

### Etude des poutres palières

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appui.

#### 1. Pré dimensionnement

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5$$

#### Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

#### Les charges sur la poutre

$$g_0 : \text{Poids propre de la poutre} : g_0 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui

$$\text{ELU} : R_B = 25.18 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 18.06 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 29.23 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 54.16 \text{ KN/m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 46.04 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -27.08 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 56.26 \text{ KN}$$

#### Calcul d'armature à la flexion simple

Tableaux III-65 Calcul d'armature

	$M (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z (\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	46.04	0.075	0.097	0.365	3.62	1.34
<b>En appuis</b>	27.08	0.044	0.056	0.371	2.09	1.34

➤ à L'ELS

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$MS = 17.90 \text{ KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.62\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.90\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d-y)^2 = 49581.45\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.57\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1)

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

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

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\cdot \frac{h}{l} = \frac{40}{385} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{385} = 0.104 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.62}{30 \times 37} = 0.00326 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

D’ou la vérification de la flèche n’est pas nécessaire

**Ferraillage**

**Calcul des armatures transversales**

Soit  $S_t = 20\text{cm}$

**– Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.6\text{cm}^2$$

$S_t = 20\text{cm} < \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$ .

**•En travée**

$A' = 3.62\text{ cm}^2$  Soit 3HA10+3HA10=4.71cm

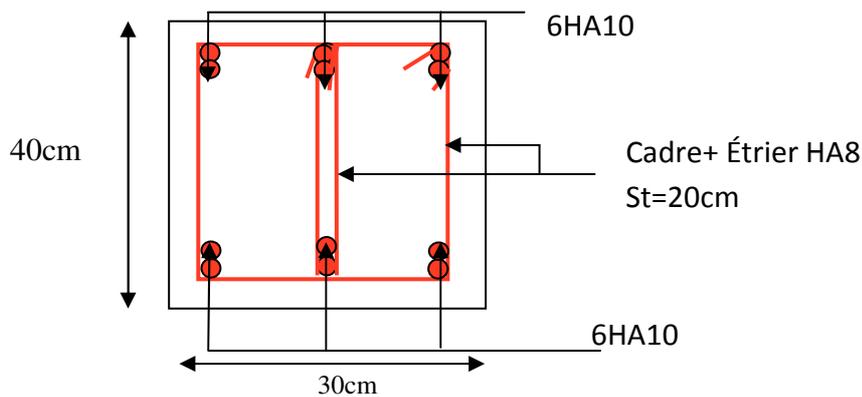
**•En appui**

$A' = 2.09\text{ cm}^2$  Soit 3HA10+3HA10 = 4.71cm

**Les armatures transversal  $A_t$**

$A_{F\text{ simple}} = 0.6\text{ cm}^2$  avec un espacement de 20cm soit  $4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2$

**Schéma de ferraillage de la poutre palière**



**Fig. III.24 Schéma de ferraillage de la poutre palière**

### III.6 Calcul la poutre de chaînage

#### III.6.1 Définition

- **Le chaînage horizontal**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

#### III.6.2 Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max}=3.5\text{m}$

Selon la condition de flèche :

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

$$23.33\text{cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

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

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

#### III.6.3 Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 3.3 \times (3.06 - 0.35) = 9.11\text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 9.11) = 15.34 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 9.11 + 2.25 = 11.36 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 23.49 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.85 M_u = 19.97 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -11.75 \text{ KN.m}$$

### III .6. 4 Le ferrailage

#### Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m.}$$

**Tableau III.66** Armatures longitudinales

	$M$ (KN.m)	$d_x$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	19.97	0.27	0.064	0.083	2.19	3HA12=3.39
En appui	11.75	0.27	0.038	0.048	1.27	3HA12=3.39

#### Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre  $\varphi 8$  plus une épingle  $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ .

On adopte  $S_t = 15cm$ .

### III.6.5 Vérifications

#### À l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{cm}^2 < A_{\text{cal}}$$

- Effort tranchant

$$V_u = pu \times \frac{l}{2} = 26.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_U$  .....C'est vérifiée.

#### À l'ELS

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$MS = 17.39 \text{KNm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d-y)^2 = 23476.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1)

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

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

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0.0857 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0849 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.00418 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.6 Schéma de ferrailage

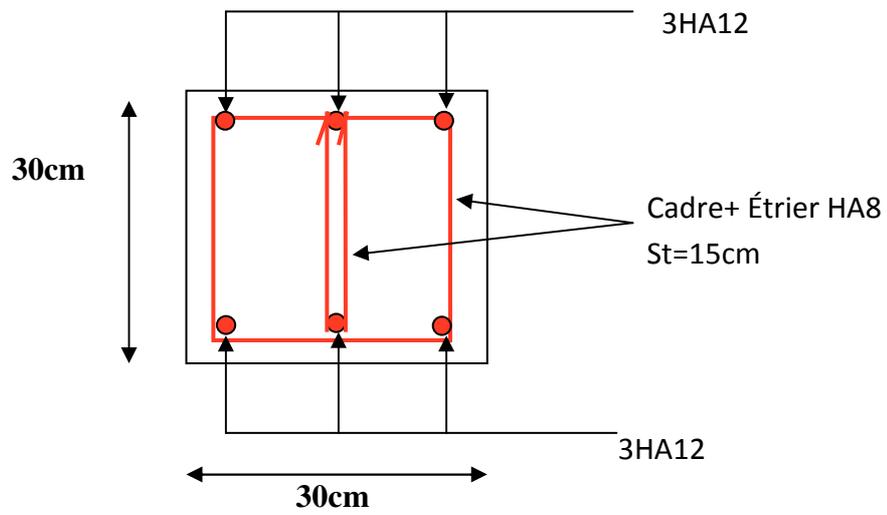


Figure III.25 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

# ***Chapitre IV***

## IV .1 Modélisation

La modélisation numérique est faite à l'aide du logiciel sap2000V14, qui permet à la fois l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse spectrale ...etc.).

Des éléments linéaires de type « frame » disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et poutres (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres).les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type « Shell ».

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigides) est prise en compte par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option« diaphragme »disponible dans le logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfacique et distribuées en totalité sur les poutres principale (Area load-Uniforme to fram(Shell) Distribution

One-way).toutefois, les poutres secondaires sont chargées forfaitairement à une largeur de plancher de 65cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5cm pour les poutres secondaires de rives.

La masse dynamique du bloc est évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes RPA (99/2003) (relation 4.5 du RPA).

$$m = m_G + \beta m_Q$$

Avec :

$m_G$  : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

$m_Q$  : masse dû aux charges d'exploitations.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5).Avec :  $\beta=0.4$  pour salle de réunion et restauration.

$\beta =0.2$  pour les chambres.

## IV.2 Méthodes de calcul des forces sismiques

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/Version 2003) préconisent trois méthodes de calcul.

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.2. 1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaine condition (4.2 du RPA99/Version 2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **justification de la résultante des forces sismique de calcul**

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

$Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec :

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV .1** facteurs de qualités

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc :  $Q = 1.2$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_1, T_2$  : Période caractéristique associées à la catégorie du site. (tableau 4.7 du RPA99/2003).

$$\text{On a un sol meuble (site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003(formule 4.3)}$$

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = 0.816$$

T : Est la période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir de la formule suivant :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_n^{3/4} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas  $h_N = 28.04 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par  $C_T = 0.050$ .

$$T = 0.050 \times (28.04)^{3/4} = 0.609 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%,

$$\text{Donc : } 1.3 \times T = 1.3 \times 0.609 = 0.79 \text{ s} \quad \text{Art (4.2.4)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

Selon x-x :  $L_x = 27.90 \text{ m}$ .

Selon y-y :  $L_y = 18.10 \text{ m}$ .

Donc la période fondamentale est :

$$\begin{aligned} T_x &= \min(T_x; T) = 0.48s & , \text{Après majoration de 30\%} \Rightarrow & \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.62 \text{ (s)} \\ T_y = 0.77 \text{ (s)} \end{array} \right. \\ T_y &= \min(T_y; T) = 0.59s \end{aligned}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.48} \right)^{2/3} = 2.08$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.81$$

$$W = 37152.2 \text{ KN}$$

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 2.08}{5} \times 37152.2 = 2781.957 \text{ KN} = 278.195t$$

$$V_{sty} = 2420.837 \text{ KN} = 242.083t$$

#### IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale dont les conditions d'application sont satisfaites pour le bloc et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel sap2000.

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$g$  : la constant gravitationnelle.

$A$  : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1 du RPA99/2003).

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$  : Facteur de correction d'amortissement (si  $\xi \neq 5$ ).

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA99/2003).

$T_1, T_2$  : Période caractéristique associées à la catégorie du site (tableau 4.7 du RPA99/2003).

$Q$  : facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA99/2003).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (tableau 4.3 du RPA99/2003).

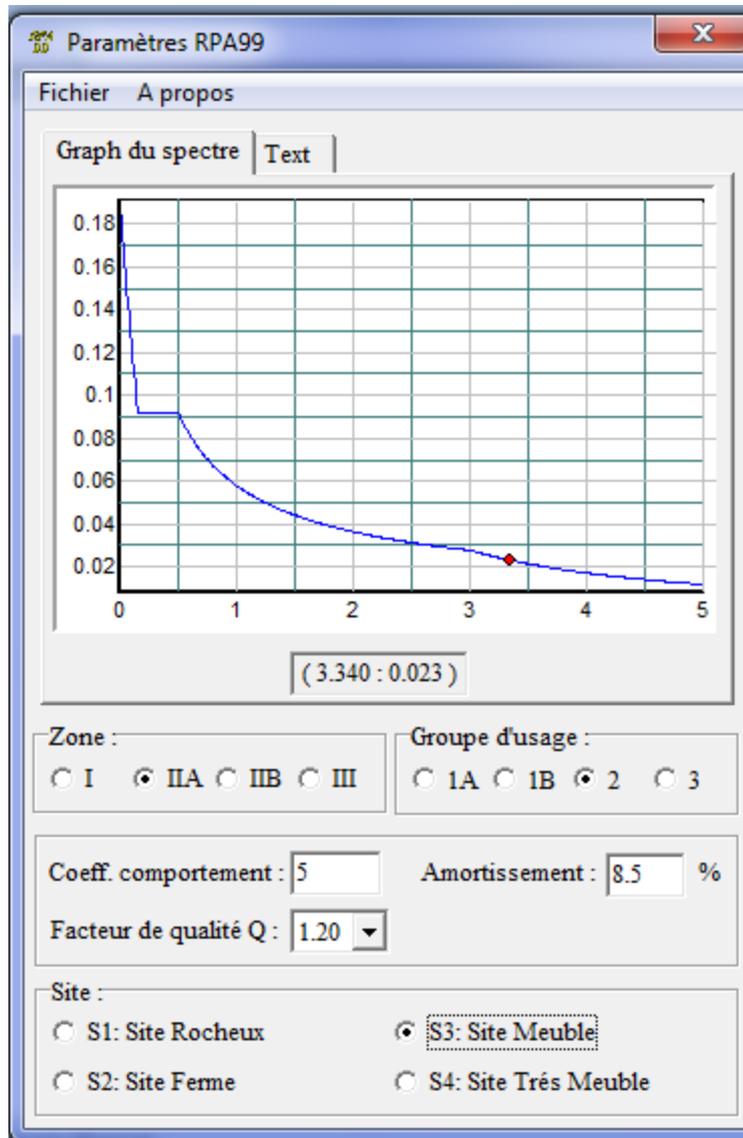
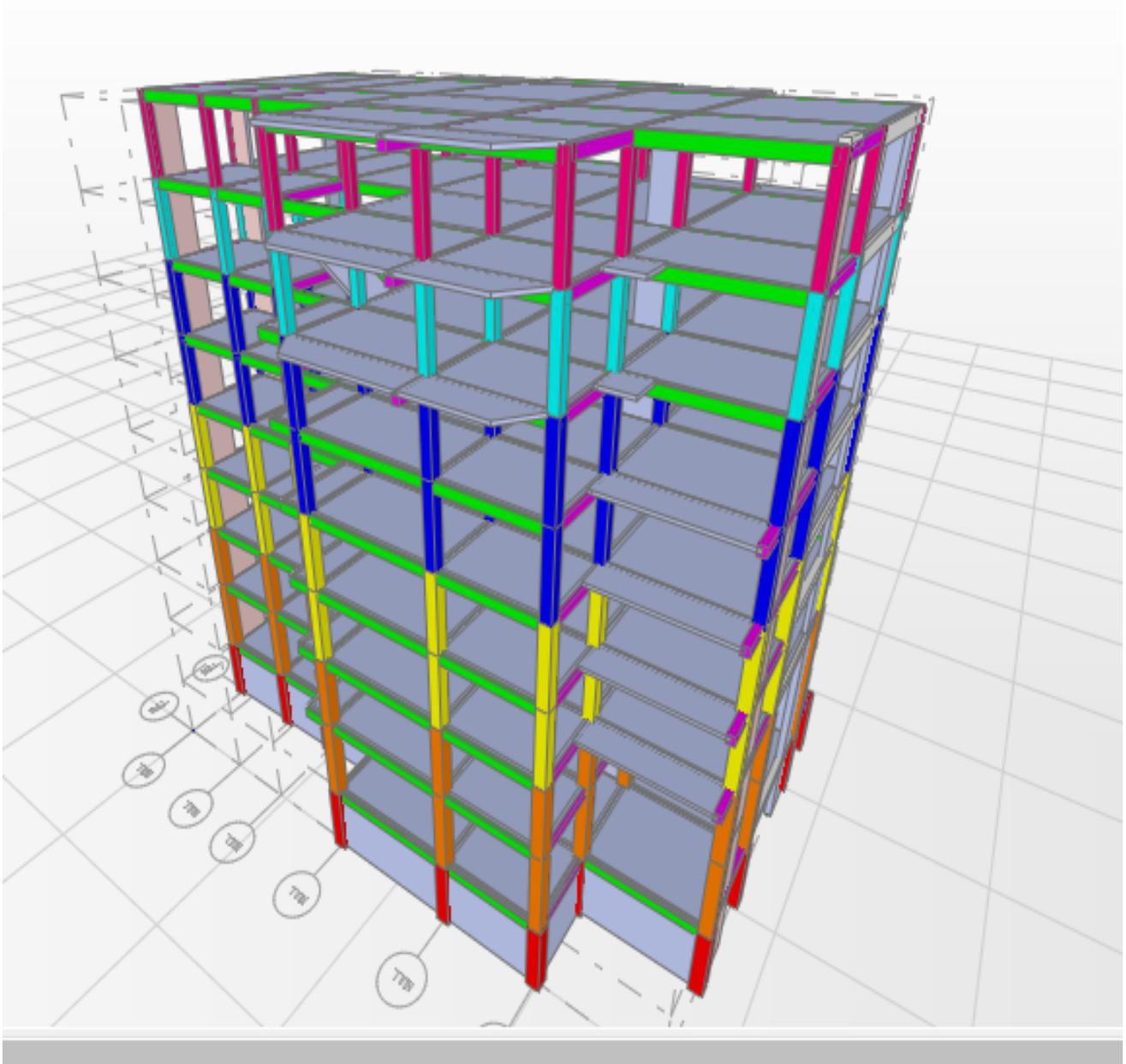


Fig. IV.1.spectre de réponse

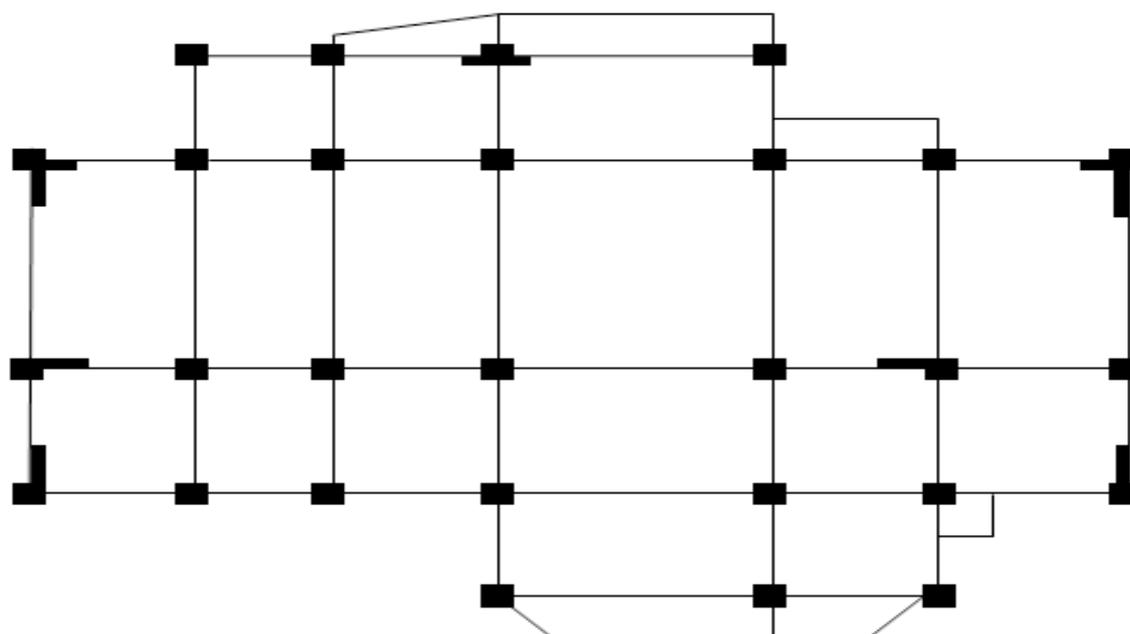
- **Modilisation de la structure (R+5+2 Soupente+sous-sol).**



**Fig. IV.2 .modèle de la structure**

### IV .3 Disposition des voiles

Plusieurs disposition en étés testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/version2003.



**Fig. IV .3. Disposition des voiles**

#### IV.3.1 Mode de vibration et taux de participation des masses

D'après le (RPA99/Version2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau ci-dessous illustre les résultats obtenus par l'analyse des vibrations libres.

**Tableau IV.2** Périodes et taux de participation massique

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
<b>Mode 1</b>	0.961831	0.00247	0.66065	<b>0.247</b>	<b>66.06</b>
<b>Mode2</b>	0.925833	0.01673	0.0036	<b>66.18</b>	<b>66.42</b>
<b>Mode 3</b>	0.725874	0.65939	0.00482	<b>67.85</b>	<b>66.90</b>
<b>Mode 15</b>	0.090405	0.00003269	0.04165	<b>84.68</b>	<b>89.83</b>
<b>Mode 29</b>	0.0684	5.254 E-7	0.00345	<b>84.69</b>	<b>90.25</b>

<b>Mode 40</b>	0.059157	0.000003595	0.00005541	<b>86.16</b>	<b>90.62</b>
<b>Mode 80</b>	0.038987	7.159 E-7	0.00001679	<b>88.02</b>	<b>92.78</b>
<b>Mode 120</b>	0.030735	0.00019	0.00307	<b>88.78</b>	<b>97.16</b>
<b>Mode 160</b>	0.026117	0.00003886	0.00024	<b>89.04</b>	<b>99.25</b>
<b>Mode 200</b>	0.021559	0.00016	0.00056	<b>89.68</b>	<b>99.55</b>
<b>Mode 226</b>	0.018707	0.0067	0.00000508	<b>90.46</b>	<b>99.68</b>

**Observation :**

A travers le tableau (IV.2) ci-dessus, on voit bien que la condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du mode 226, et le besoin d'un nombre élevé de modes s'explique par le fait qu'on a modélisé le voile périphérique du sous-sol ce qui a généré des modes dits locaux dont la participation modale reste très faible. Les résultats du tableau (IV.3) illustrent parfaitement ceci, où un modèle sans sous-sol a été utilisé.

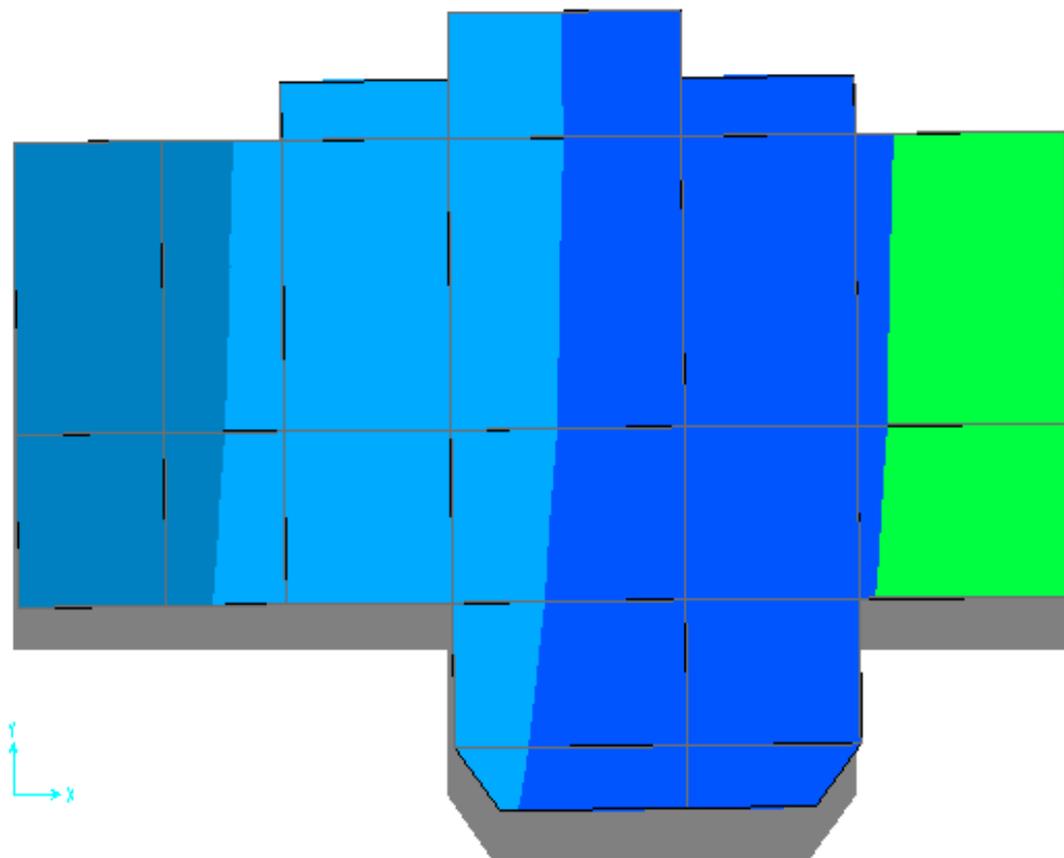
**Tableau IV.3** Périodes et taux de participation massique sans sous-sol

<b>Modes</b>	<b>Périodes</b>	<b>Individuel mode</b>		<b>Cumulative sum (%)</b>	
	<b>Sec</b>	<b><i>U<sub>x</sub></i></b>	<b><i>U<sub>y</sub></i></b>	<b><i>U<sub>x</sub></i></b>	<b><i>U<sub>y</sub></i></b>
<b>Mode 1</b>	1.0054	0.7296	0.00693	<b>72.96</b>	<b>0.693</b>
<b>Mode2</b>	0.9739	0.00916	0.6924	<b>73.88</b>	<b>69.94</b>
<b>Mode 3</b>	0.7626	0.01325	0.00655	<b>75.21</b>	<b>70.59</b>
<b>Mode 7</b>	0.1705	0.04259	4.6 E-5	<b>90.22</b>	<b>83.33</b>
<b>Mode 14</b>	0.0911	1.3E-6	0.03613	<b>93.20</b>	<b>92.65</b>

**Remarque :** Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement en niveaux du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sol peut influencer largement le comportement dynamique de la structure.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.96183; f = 1.03968



**Fig. IV .4.1<sup>er</sup> mode (translation suivant Y)**

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.92583; f = 1.08011

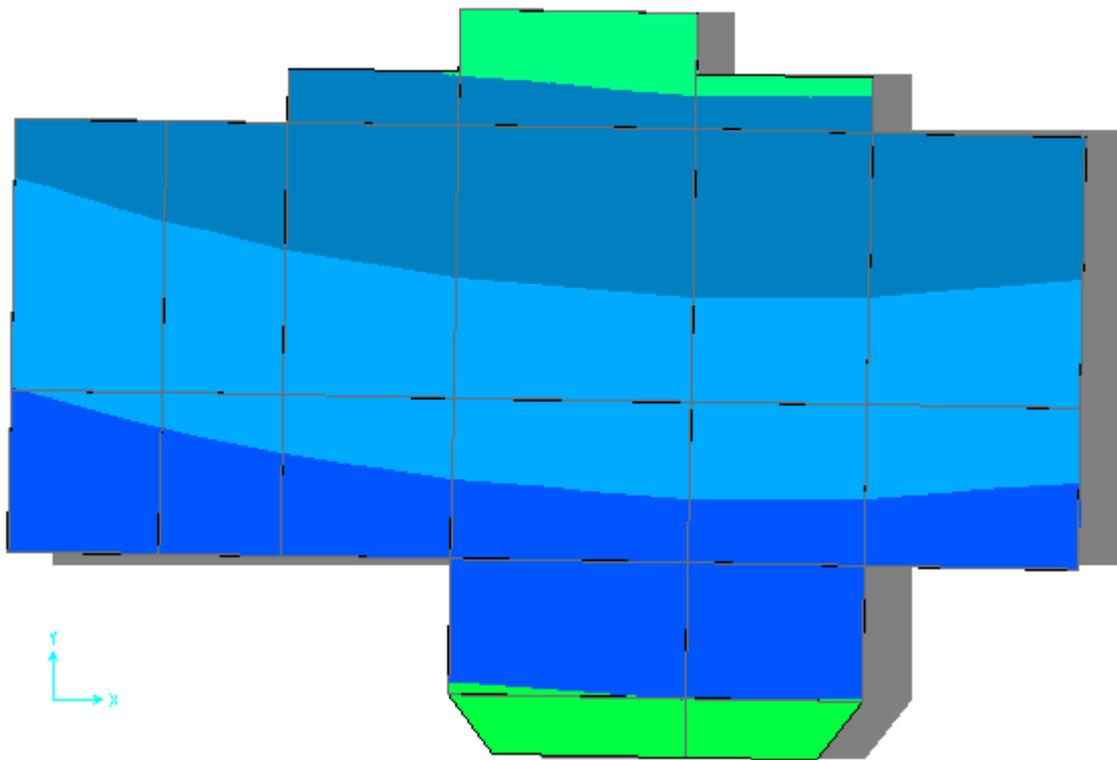
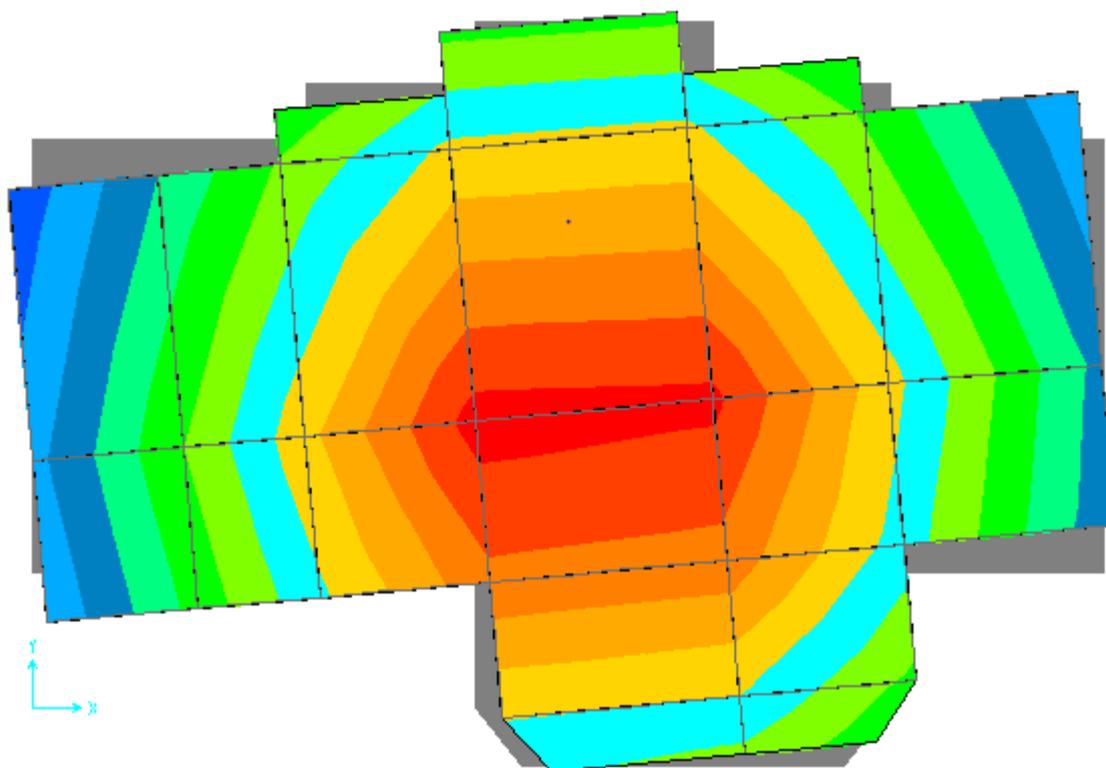
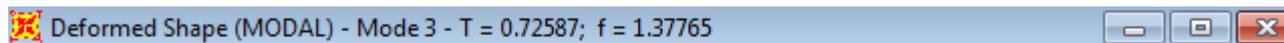


Fig. IV .5.2<sup>ème</sup> mode (translation suivant X)



**Fig. IV .6.3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)**

**IV .3.2 Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l’article 4.3.6 de l’RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.4** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$V_{dyn}/0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	1668.94	2781.957	<b>0.74</b>	<b>Non vérifiée</b>
Sens y-y	1879.32	2420.837	<b>0.97</b>	<b>vérifiée</b>

**Remarque :** On remarque dans le tableau IV.4 que l’effort tranchant à la base n’est pas vérifiée dans le sens x-x, donc on doit augmenter les paramètres de la réponse. pour cela on a multiplié le spectre de réponse dans le sens x-x par :  $0.8 \cdot V_{st}/V_{dyn}=1.31$

### IV .3.3 Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux suivants illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

➤ **Sous charge vertical**

Pour que la structure soit classé en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{RPA99 (Art 4.a)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel sap 2000 sont illustrés dans le tableau si dessous

**Tableau IV.5** Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
<b>RDC</b>	30092.024	5912.0215	83.5799	16.4200
<b>1<sup>er</sup> SOUPENTE</b>	26108.704	5602.3904	82.3330	17.6669
<b>NIV 01</b>	22083.992	4720.4396	82.3893	17.6106
<b>NIV 02</b>	18277.463	3867.2014	82.5360	17.4633
<b>NIV 03</b>	14338.657	3249.124	81.5262	18.4737
<b>NIV 04</b>	10647.105	2403.7163	81.5818	18.4181
<b>NIV 05</b>	6714.8171	1576.5369	80.9857	19.0142
<b>2<sup>ème</sup> SOUPENTE</b>	3225.132	830.5336	79.5265	20.4735

**Remarque :** On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier niveau qui peut être négligé.

➤ **Sous charge horizontales**

Il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\% \quad , \quad \frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau si dessous

**Tableau IV.6** Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE $\geq$ 25%		VOILE $\leq$ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	795.2279	566.0044	699.082	1084.4792	<b>53.568</b>	<b>34.2091</b>	<b>46.4319</b>	<b>65.7909</b>
<b>1<sup>er</sup>SOUPENTE</b>	843.1124	709.3307	563.1217	990.7656	<b>60.0788</b>	<b>42.0337</b>	<b>39.9211</b>	<b>57.9662</b>
<b>NIV 01</b>	814.0651	778.2465	479.3871	792.0659	<b>63.0816</b>	<b>49.3613</b>	<b>36.9183</b>	<b>50.6386</b>
<b>NIV 02</b>	816.8405	911.4975	342.2333	498.6082	<b>70.7530</b>	<b>64.9670</b>	<b>29.2469</b>	<b>35.0329</b>
<b>NIV 03</b>	616.3471	698.8408	378.5854	521.5507	<b>62.1954</b>	<b>57.0689</b>	<b>37.8545</b>	<b>42.9310</b>
<b>NIV 04</b>	600.4346	718.8337	209.4518	299.1645	<b>75.0579</b>	<b>70.0480</b>	<b>24.9420</b>	<b>29.9559</b>
<b>NIV 05</b>	403.4154	478.6532	179.3152	265.2219	<b>68.6628</b>	<b>63.5187</b>	<b>31.3372</b>	<b>36.4812</b>
<b>2<sup>ème</sup>SOUPENTE</b>	250.8973	308.3528	118.1464	176.9933	<b>66.4089</b>	<b>60.1572</b>	<b>33.5910</b>	<b>39.8427</b>

#### IV .3.4 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
<b>Sous sol</b>	<b>55×60</b>	3300	2597.993	<b>0.31</b>	<b>Non vérifié</b>
<b>RDC et 1<sup>er</sup> soupente</b>	<b>50×55</b>	2750	2193.125	<b>0.31</b>	<b>Non vérifié</b>
<b>1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> étages</b>	<b>45×50</b>	2250	1805.893	<b>0.32</b>	<b>Non vérifié</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages</b>	<b>40×45</b>	1800	1192.296	<b>0.26</b>	<b>vérifié</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>35×40</b>	1400	603.024	<b>0.17</b>	<b>vérifié</b>
<b>2<sup>ème</sup> soupente</b>	<b>30×35</b>	1050	318.54	<b>0.12</b>	<b>vérifié</b>

**Remarque :** On remarque que la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée pour les trois premiers niveaux alors on redimensionner les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrillés selon les dimensions suivantes :

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Sous sol	60×60	3600	2597.993	0.28	vérifié
RDC et 1 <sup>er</sup> soupente	55×55	3025	2193.125	0.29	vérifié
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	50×50	2500	1805.893	0.28	vérifié
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	45×45	2025	1192.296	0.23	vérifié
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	603.024	0.15	vérifié
2 <sup>ème</sup> soupente	35×35	1225	318.54	0.10	vérifié

#### IV.3.5 Vérification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

$\delta e_K$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8** Vérification vis à vis des déformations

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	$\delta e_K$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
SOUS SOL	0.0085	0.04	0	0.04	306	0.013	0.04	0.20	0	0.20	0.065
RDC	0.19	0.95	0.04	0.91	356	0.256	0.25	1.25	0.2	1.05	0.295
1 <sup>er</sup> SOUPENTE	0.44	2.2	0.95	1.25	300	0.417	0.5	2.50	1.25	1.25	0.417
NIV 01	0.73	3.65	2.2	1.45	306	0.474	0.81	4.05	2.50	1.55	0.506
NIV 02	1.01	5.05	3.65	1.4	306	0.458	1.12	5.60	4.05	1.55	0.506
NIV 03	1.26	6.3	5.05	1.25	306	0.408	1.48	7.40	5.60	1.80	0.588
NIV 04	1.49	7.45	6.3	1.15	306	0.376	1.79	8.95	7.40	1.55	0.506
NIV 05	1.68	8.4	7.45	0.95	300	0.317	2.07	10.35	8.95	1.40	0.467
2 <sup>ème</sup> SOUPENTE	1.83	9.15	8.4	0.75	300	0.250	2.31	11.55	10.35	1.20	0.40

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.3.6 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ (Art 5.9) RPA99

Les effets du 2<sup>ième</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-Q_k)$
- ✓ Si  $\Theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9** Vérification de l'effet P- $\Delta$

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
<b>SOUS SOL</b>	306	37152.20	0.04	1698.3538	<b>0.0028</b>	0.20	1945.6286	<b>0.012</b>
<b>RDC</b>	356	32121.37	0.91	1560.723	<b>0.052</b>	1.05	1855.0311	<b>0.051</b>
<b>1<sup>er</sup>SOUPENTE</b>	300	28129.13	1.25	1503.514	<b>0.078</b>	1.25	1773.3041	<b>0.066</b>
<b>NIV 01</b>	306	23737.62	1.45	1398.3806	<b>0.080</b>	1.55	1643.8111	<b>0.073</b>
<b>NIV 02</b>	306	19599.84	1.40	1255.0756	<b>0.071</b>	1.55	1454.1932	<b>0.068</b>
<b>NIV 03</b>	306	15484.09	1.25	1085.093	<b>0.058</b>	1.80	1290.8345	<b>0.069</b>
<b>NIV 04</b>	306	11472.54	1.15	873.4624	<b>0.049</b>	1.55	1062.9833	<b>0.055</b>
<b>NIV 05</b>	300	7369.14	0.95	631.5661	<b>0.037</b>	1.40	767.9809	<b>0.045</b>
<b>2<sup>ème</sup>SOUPENTE</b>	300	3652.47	0.75	355.4077	<b>0.026</b>	1.20	452.6938	<b>0.032</b>

**Remarque :** la condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

#### **IV.4 Conclusion**

Après plusieurs essais de disposition de voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au 1<sup>er</sup> pré dimensionnement on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/Version2003 (interaction voile-portique ; effort normal ; ...etc.), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

# *Chapitre V*

## V.1 Etude des poutres

### V.1.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $V$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $0.8G\mp E$

### V.1.2 Ferrailage

#### a) Armatures longitudinales RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, 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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b) Armatures transversales RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre  $\phi$  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 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### V.1.3 Dispositions constructives des portiques RPA 99 (Figure V.1)

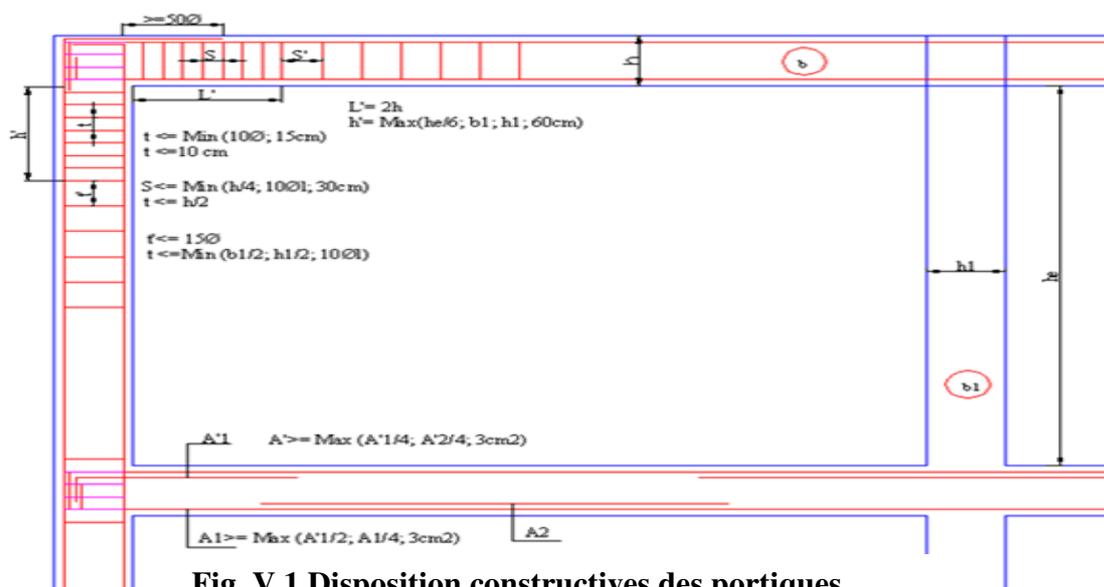


Fig. V.1 Disposition constructive des portiques

### V.1.4 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

### V.1.5 Calcul du ferrailage

#### V.1.5.1 Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

- **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

- **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 109.30 \text{ KN.m} \dots (ELU) \\ M_a = 132.41 \text{ KN.m} \dots (G+Q+E_X) \end{cases}$$

#### ❖ Armatures en travée

$$U_{bu} = M_a / b \times d^2 \times f_{bu} = 132.41 \times 10^6 / 300 \times 370^2 \times 14.2 = 0.23 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.33$$

$$Z = 370 \times (1 - 0.4 \times 0.33) = 321.16 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_a / Z \times \sigma_{st} = 132.41 \times 10^6 / 321.16 \times 348 = 11.9 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Armatures en appui

$$U_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 109.30 \times 10^6 / 300 \times 370^2 \times 14.2 = 0.19 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.27$$

$$Z = 370 \times (1 - 0.4 \times 0.27) = 330.04 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / Z \times \sigma_{st} = 109.30 \times 10^6 / 330.04 \times 348 = 9.52 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.1** regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous sol	Poutre principale1	30×50	Appuis	221.67	194.19	15.79	7.5	<b>16.68</b>	<b>6HA16+3HA14</b>
			Travée	120.65		7.95		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
	Poutre principale2	30×40	Appuis	132.40	124.128	11.9	6	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
			Travée	109.30		9.52		<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	66.10	174.88	5.52	5.25	<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
			Travée	55.37		4.57		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
RDC, 1 <sup>er</sup> soupenste	Poutre principale1	30×50	Appuis	180.08	141.20	12.39	7.5	<b>13.73</b>	<b>3HA16+5HA14</b>
			Travée	87.57		5.64		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
	Poutre principale2	30×40	Appuis	195.05	175.73	19.47	6	<b>19.76</b>	<b>6HA16+5HA14</b>
			Travée	170.48		16.25		<b>16.68</b>	<b>6HA16+3HA14</b>
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	105.38	99.83	9.22	5.25	<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
			Travée	92.55		7.97		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale1	30×50	Appuis	241.22	196.77	17.5	7.5	<b>19.76</b>	<b>6HA16+5HA14</b>
			Travée	121.47		8		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
	Poutre principale2	30×40	Appuis	202.13	180.46	20.48	6	<b>21.30</b>	<b>6HA16+6HA14</b>
			Travée	171.97		16.44		<b>16.08</b>	<b>6HA16+3HA14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	153.33	139.78	14.38	5.25	<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
			Travée	129.79		11.74		<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale1	30×50	Appuis	241.23	198.35	17.5	7.5	<b>19.76</b>	<b>6HA16+5HA14</b>
			Travée	124.80		8.24		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
	Poutre principale2	30×40	Appuis	169.17	150.54	16.04	6	<b>16.08</b>	<b>6HA16+3HA14</b>
			Travée	134.61		12.02		<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	143.14	128.88	13.2	5.25	<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
			Travée	116.54		10.35		<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
Poutre principale1	30×50	Appuis	228.11	198.32	16.35	7.5	<b>16.68</b>	<b>6HA16+3HA14</b>	
		Travée	128.66		8.52		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>	

5 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale2	30×40	Appuis	130.16	113.49	11.66	6	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
			Travée	88.30		7.5		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	121.78	105.66	10.89	5.25	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
			Travée	87.98		7.53		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
2 <sup>ème</sup> soupenste	Poutre principale1	30×50	Appuis	223.94	198.27	15.99	7.5	<b>16.68</b>	<b>6HA16+3HA14</b>
			Travée	138.24		9.22		<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
	Poutre principale2	30×40	Appuis	111.83	96.93	9.78	6	<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
			Travée	61		5.03		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	100.67	83.89	8.75	5.25	<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
			Travée	62.43		5.19		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>

### V.1.6 Vérification des armatures selon le RPA 99

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

- **Poutre principale 1**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Poutre principale 2**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Poutre secondaire**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

• **Les longueurs de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi :$

$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm$

On adopte:  $L_r = 70cm.$

$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$

On adopte:  $L_r = 60cm.$

**A) Vérification à L'ELU**

**1- Condition de non fragilité**

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.47 \times \frac{2.1}{400} = 1.70cm^2$  vérifiée

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34cm^2$  vérifiée

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16cm^2$  vérifiée

**2- Vérification de la contrainte tangentielle maximale**

$\tau = \min (0.15 f_{c28}; 4MPa) = 3.75MPa$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

**a- Pour les poutres principales1**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{198.35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.47} = 1.41MPa \leq 3.75MPa$  ..... vérifiée.

**b- Pour les poutres principale2**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{180.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.62MPa \leq 3.75 MPa$  ..... Vérifiée.

**c- Pour les poutres secondaires**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{174.88 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 1.82MPa \leq 3.75 MPa$  .... Vérifiée.

**V.1.7 Les armatures transversales**

**a) Calcul de  $\Phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

- **Poutre principale 1**

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

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.42; 3cm)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10

- **Poutre principale 2**

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

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.14; 3cm)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10

- **Poutre secondaire**

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

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1; 3cm)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10

## b) Calcul des espacements des armatures transversales

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\text{Avec : } S_{t1} \leq \min(0.9 d; 40cm)$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min (h/4; 12\phi^{min}) \quad \text{en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right\} \text{RPA99/2003(Art 7.5.2.2)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab-5.3) suivant :

**Tableau V.2** calcul d'espacements des barres

Espacement	Poutres principales1	Poutres principale2 et secondaires1	Poutre secondaires 2
$S_{t1}$ (cm)	40	33.30	28.80
$S_{t2}$ (cm)	104.67	104.67	104.67
$S_{t3}$ (cm)	42.94	33.84	28.15
$S_t$ (RPA en zone nodale)	12.5	10	8.5
$S_t$ (RPA en zone courante)	25	20	17.5
$S_t$ (adopté en zone nodale)	10	10	10
$S_t$ (adopté en zone courante)	20	20	20

### c) Vérification de la section minimale de $A_t$

On vérifie que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$  RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

### V.1.8 Cisaillement

Appuis de rives :  $A_1 \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$  (1)

Appuis intermédiaires :  $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d})$  (2)

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow \text{aucune vérification pour les armatures}$$

longitudinales à l'effort tranchant

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab5.4) suivant :

**Tableau V.3** vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_1^{\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{\text{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales1	19.76	198.35	241.23	5.70	-1.64	Vérfiée
Principales2	21.30	180.46	202.13	5.19	-1.74	Vérfiée
Secondaires	12.06	174.88	153.33	5.02	-1.53	Vérfiée

**B) Vérification à l'ELS**

**a) État limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>Principales1</b>	Appuis	168.78	291654.30	22.16	<b>12.82</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	99.36	192595.61	17.67	<b>9.12</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Principales2</b>	Appuis	63.83	172094.26	19.38	<b>7.19</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	34.69	148627.92	17.86	<b>4.17</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	Appuis	47.66	120734.38	15.93	<b>6.29</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>
	Travées	28.30	120734.38	15.93	<b>3.73</b>	<b>15</b>	<b>vérifiée</b>

**b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5** Vérification de la flèche pour les poutres

	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>Pp1</b>	50	30	700	10.65	0.071	0.075	0.007	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>Pp2</b>	40	30	605	16.68	0.066	0.075	0.015	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>	<b>Non Vérifiée</b>
<b>Ps</b>	35	30	415	12.06	0.084	0.075	0.012	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifie</b>	<b>Non vérifie</b>

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire car toutes les conditions sont pas vérifiées.

**Tableau V.6** Evaluation de la flèche**Pour la poutre principale1**

l(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
7	10.65	15.16	26.55	33.44	232269	312842
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
12.94	238174	176614	161394	236857	<b>0.47</b>	<b>1.2</b>

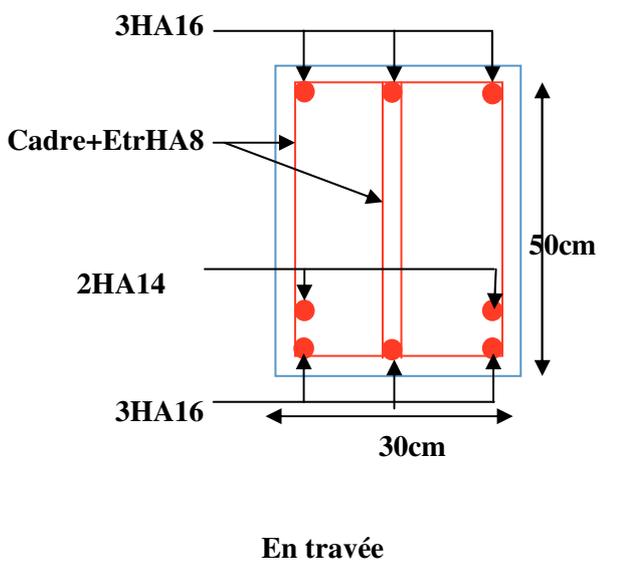
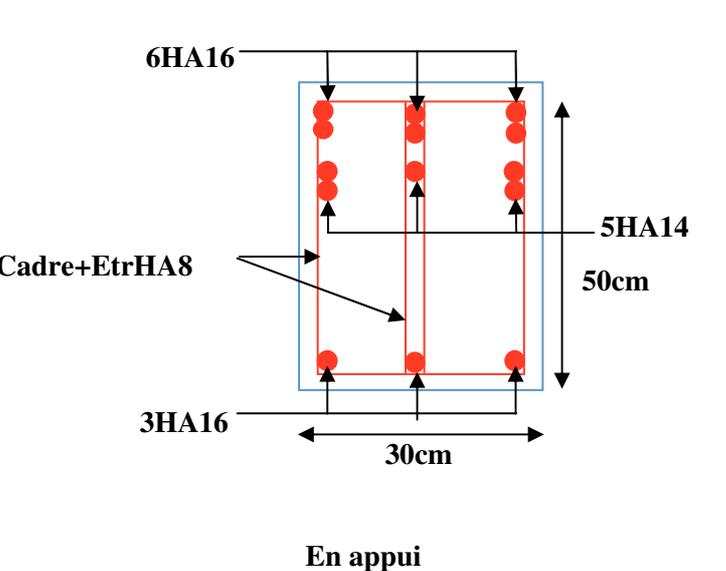
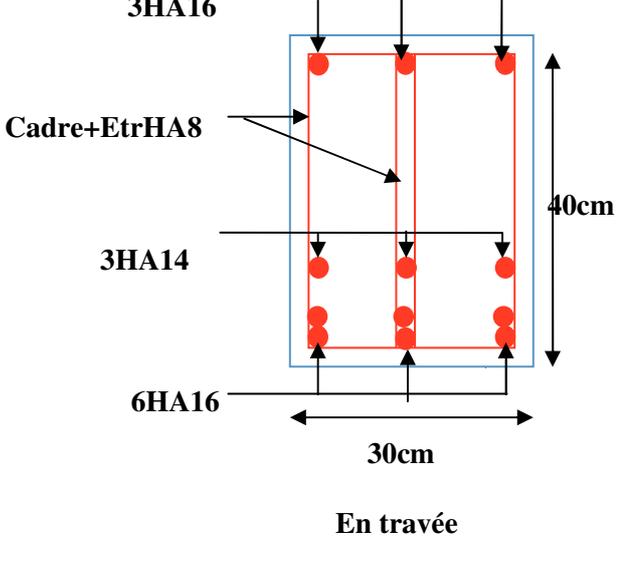
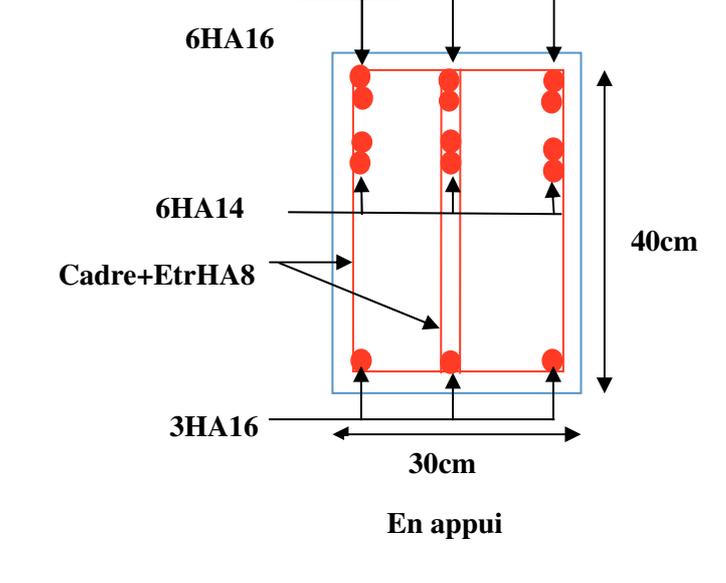
**Pour les poutres principales 2**

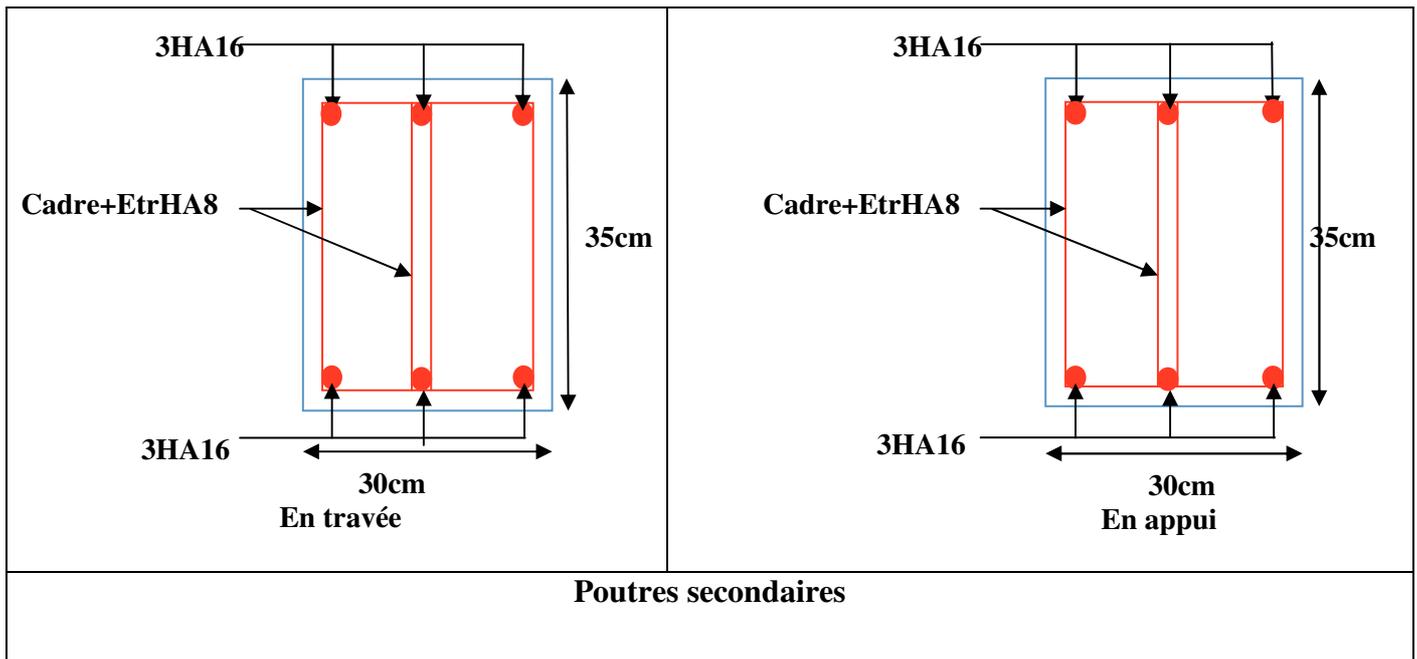
l(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
6.05	16.68	13.32	19.83	24.98	191479	205075
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
13.46	170055	144150	136831	179113	<b>0.34</b>	<b>1.105</b>

**Pour les poutres secondaires**

l(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
4.15	12.06	5.32	9.33	11.75	108595	131584
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
10.85	128911	100631	92842	118292	<b>0.12</b>	<b>0.83</b>

**Tableau V.7 Schéma de ferrailage des Poutres**

 <p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA8</p> <p>2HA14</p> <p>3HA16</p> <p>30cm</p> <p>50cm</p> <p>En travée</p>	 <p>6HA16</p> <p>Cadre+EtrHA8</p> <p>5HA14</p> <p>3HA16</p> <p>30cm</p> <p>50cm</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres principales 1</b></p>	
 <p>3HA16</p> <p>Cadre+EtrHA8</p> <p>3HA14</p> <p>6HA16</p> <p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>En travée</p>	 <p>6HA16</p> <p>6HA14</p> <p>Cadre+EtrHA8</p> <p>3HA16</p> <p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>En appui</p>
<p><b>Poutres principales2</b></p>	



## V.2 Etude des poteaux

### V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal ( $N$ ) et du moment fléchissant ( $M$ ) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q\mp E$
- 4).  $0.8G\mp E$

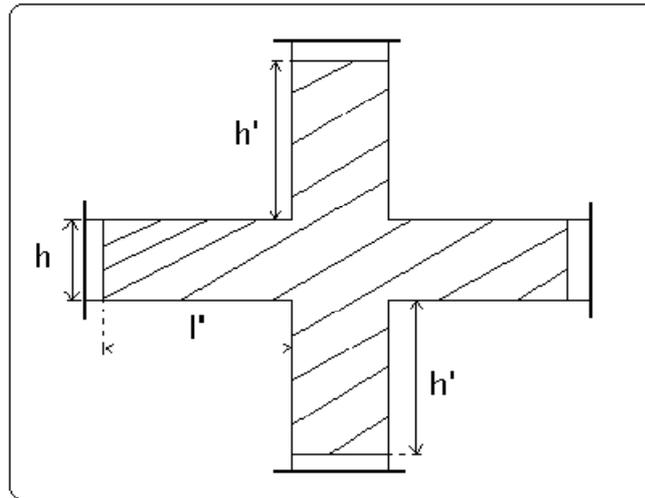
Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### V.2.2 Recommandations du RPA99 (version 2003)

#### a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.8** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol	60×60	28.8	144	216
RDC, 1 <sup>er</sup> souppente	55×55	24.2	121	181.5
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	50×50	20	100	150
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	45×45	16.2	81	121.5
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
2 <sup>ème</sup> souppente	35×35	9.8	49	73.5

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** : est l’effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g: \text{l'élancement géométrique}), \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec :

$\lambda_g = l_f / a$  ou  $\lambda_g = l_f / b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l’espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) , Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d’armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \end{array} \right.$$

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.9** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>Sous sol</b>	-3346.168	13.6831	108.9115	-2309.67	386.414	42.9504
<b>RDC,1<sup>er</sup> soupenste</b>	-2976.464	37.875	152.1112	-1983.672	472.251	29.2366
<b>1<sup>er</sup>,2<sup>ème</sup> étages</b>	-2263.292	46.7821	152.7633	-490.577	33.156	10.6097
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages</b>	-1507.869	14.8214	123.7432	-400.909	17.247	11.454
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	-776.537	46.9402	86.9612	-363.158	35.263	19.3744
<b>2<sup>ème</sup> soupenste</b>	-414.814	46.7782	73.7756	-307.354	38.866	17.3104

### V.2.4 Ferrailage des poteaux

#### a) Armature longitudinales

Le ferrailage des poteaux sont déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armature ( $A_{min}$ ) donné par le RPA en zone IIa

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.10** Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_{calc}$ SAP (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	barres
<b>Sous-sol</b>	<b>60×60</b>	6.88	28.8	36.69	<b>4HA20+12HA16</b>
<b>RDC,1<sup>er</sup> soupenste</b>	<b>55×55</b>	7.47	24.2	32.17	<b>16HA16</b>

<b>1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	2.69	20	28.14	<b>14HA16</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	3.04	16.20	20.11	<b>10HA16</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	1.9	12.8	18.08	<b>8HA16</b>
<b>2<sup>ème</sup> soupenite</b>	<b>35×35</b>	2.67	9.8	18.08	<b>8HA16</b>

### b) Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.11** Calcul des armatures transversales

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	l <sub>r</sub> cm	t zone nodale	t zone courante	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
<b>60×60</b>	1.4	54.166	56	10	15	<b>0.84</b>	<b>2.70</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>
<b>55×55</b>	1.4	199.93	56	10	15	<b>3.39</b>	<b>2.47</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>
<b>50×50</b>	1.2	218.452	48	10	15	<b>3.99</b>	<b>2.25</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>
<b>45×45</b>	1.2	186.283	48	10	15	<b>3.87</b>	<b>2.02</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>
<b>40×40</b>	1.4	153.927	56	10	15	<b>3.58</b>	<b>1.80</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>
<b>35×35</b>	1.2	73.589	48	10	15	<b>1.95</b>	<b>1.57</b>	<b>4.02</b>	<b>8HA8</b>

## V.2.6 Vérifications

### a) Vérification au flambement

Selon le BAEL99 (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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .  
l'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3346.168 \text{ KN}$$

$$l_f = 182.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 10.74 < 50 \rightarrow \alpha = 0.834 / 1.10 = 0.76$$

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.76 \times \left( \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 36.69 \times 10^{-3} \times \frac{400}{1.15} \right) = 14.43 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.346 \text{ MN} < 14.43 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

**Tableau V.12** Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obs.
Sous-sol	60×60	266	186.2	10.741	0.834	36.69	0.3364	14.43	3.346	vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> soupenste	55×55	316	221.2	13.929	0.824	32.17	0.2809	12.45	2.976	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	266	186.2	12.904	0.828	28.14	0.2304	10.68	2.263	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	266	186.2	14.334	0.822	20.11	0.1849	7.91	1.507	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	260	182	15.758	0.817	18.08	0.1444	6.81	0.776	vérifiée
2 <sup>ème</sup> soupenste	35×35	260	182	18.02	0.807	18.08	0.1089	6.31	0.414	vérifiée

**b) Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

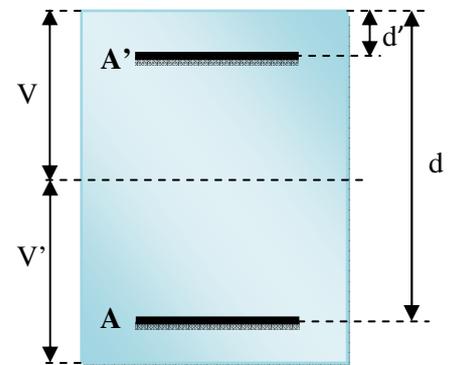
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.13** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soupente	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soupente
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<b>d (cm)</b>	57	52	47	42	37	32
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	36.69	32.17	28.14	20.11	18.08	18.08
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	36.69	32.17	28.14	20.11	18.08	18.08
<b>V (cm)</b>	36.322	33.426	30.554	26.976	24.304	21.95
<b>V' (cm)</b>	23.678	21.574	19.446	18.024	15.696	13.05
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.0161	0.012	0.0083	0.0052	0.0033	0.002
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	2.42993	2.16135	1.64315	1.09486	0.56408	0.3016
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.07897	0.06549	0.06524	0.06214	0.05161	0.04218
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.2326	0.1936	0.1565	0.1111	0.0759	0.0556
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>7.25</b>	<b>7.68</b>	<b>7.15</b>	<b>5.98</b>	<b>4.08</b>	<b>3.07</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>10.01</b>	<b>10.63</b>	<b>10.24</b>	<b>9.26</b>	<b>7.14</b>	<b>6.09</b>
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**c) Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

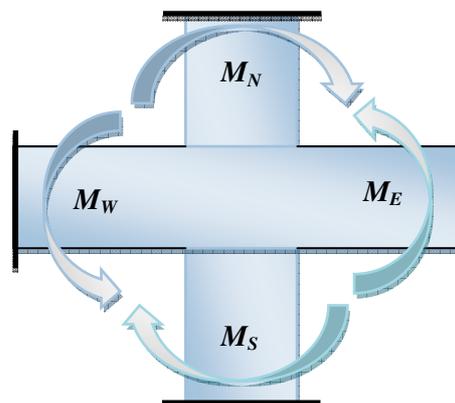
**Tableau V.14** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	60×60	186.2	10.741	0.040	57	54.166	<b>0.158</b>	<b>1</b>	vérifiée
RDC	55×55	221.2	13.929	0.040	52	199.93	<b>0.699</b>	<b>1</b>	vérifiée
1 <sup>er</sup> soupenste	55×55	182	11.461	0.040	52	199.93	<b>0.699</b>	<b>1</b>	vérifiée
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	186.2	12.904	0.040	47	218.452	<b>0.929</b>	<b>1</b>	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	186.2	14.334	0.040	42	186.283	<b>0.985</b>	<b>1</b>	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	182	15.758	0.040	37	153.927	<b>1</b>	<b>1</b>	vérifiée
2 <sup>ème</sup> soupenste	35×35	182	18.02	0.075	32	73.589	<b>0.657</b>	<b>1.875</b>	vérifiée

#### 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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



### d.1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.15** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR(KN.m)
Sous-sol	60×60	54	36.69	<b>689.47</b>
RDC et 1 <sup>er</sup> soupenste	55×55	49.5	32.17	<b>554.16</b>
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	28.14	<b>440.67</b>
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	20.11	<b>314.92</b>
5 <sup>ème</sup>	40×40	36	18.08	<b>226.50</b>
2 <sup>ème</sup> soupenste	35×35	31.5	18.08	<b>198.19</b>

### d.2) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (TabV.15). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

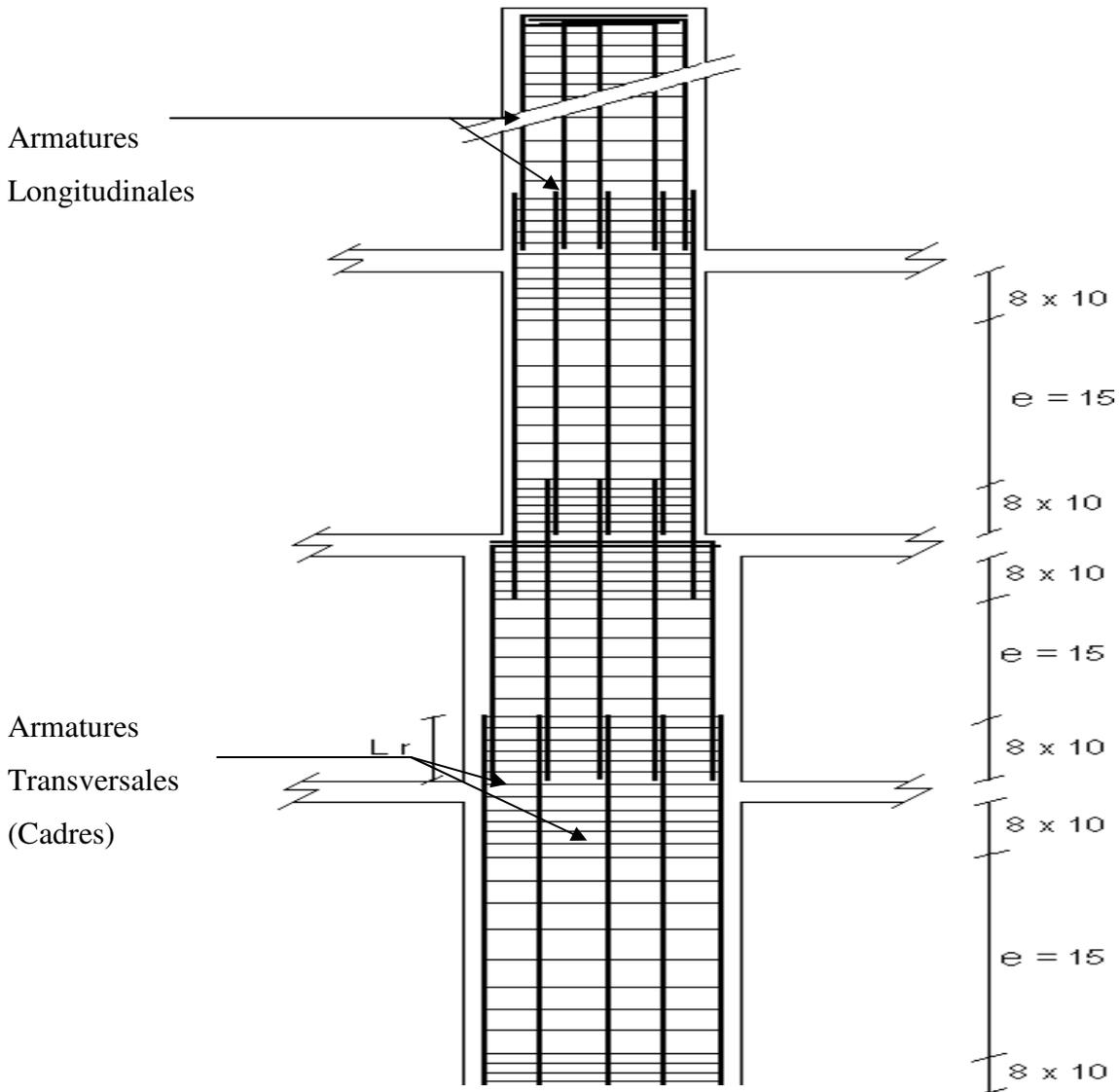
**Tableau V.16** Vérification de la zone nodale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous sol	651.2	523.4	<b>1174.5</b>	246.7	62.4	<b>386.7</b>	<b>vérifiée</b>
RDC et 1 <sup>er</sup> souterrain	523.4	416	<b>939.4</b>	203.3	110.3	<b>391.7</b>	<b>vérifiée</b>
Etage 1 et 2	416	267.7	<b>683.7</b>	237.8	94.3	<b>415.2</b>	<b>vérifiée</b>
Etage 3 et 4	267.7	166.5	<b>434.2</b>	237.8	94.3	<b>415.2</b>	<b>vérifiée</b>
Etage 5	166.5	110.6	<b>277.1</b>	178.4	94.3	<b>272.7</b>	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> souterrain	110.6	110.6	<b>221.2</b>	178.4	93.3	<b>272.7</b>	<b>Non vérifiée</b>

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée sauf dans le dernier niveau et selon le RPA99 version 2003 la vérification pour les deux derniers niveaux est facultative.

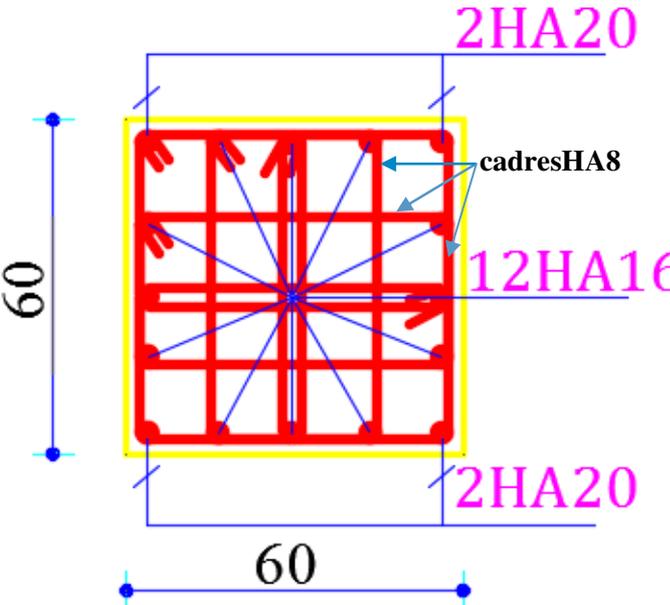
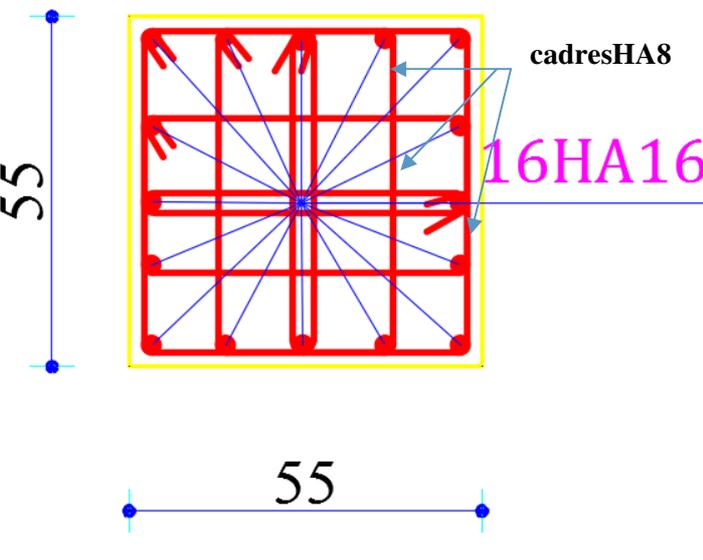
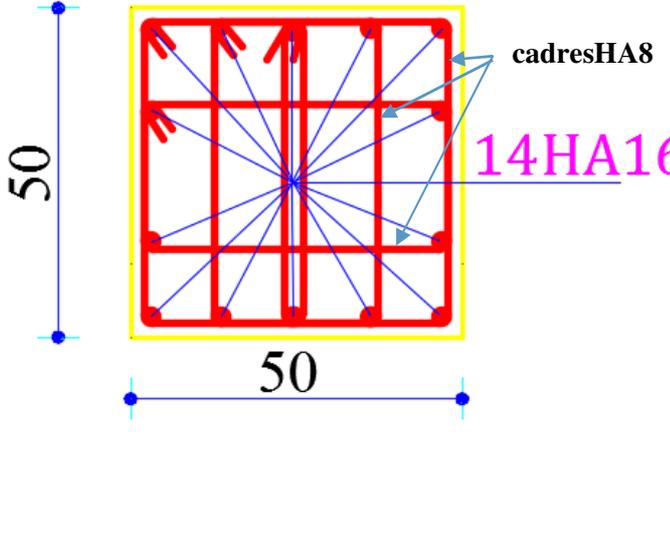
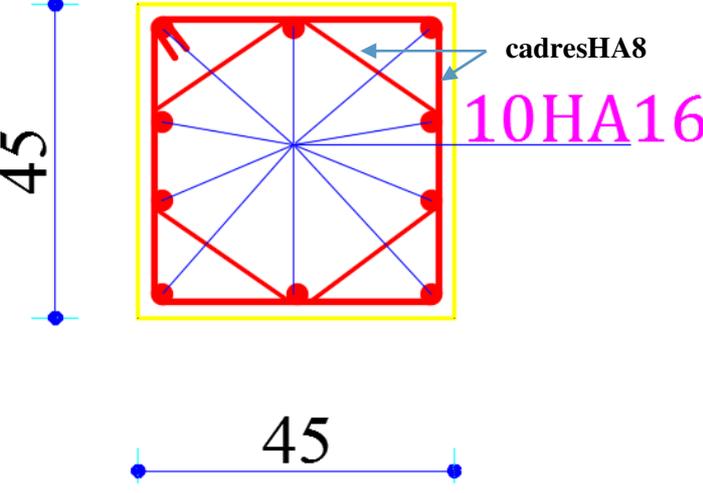
- Schéma de ferrailage

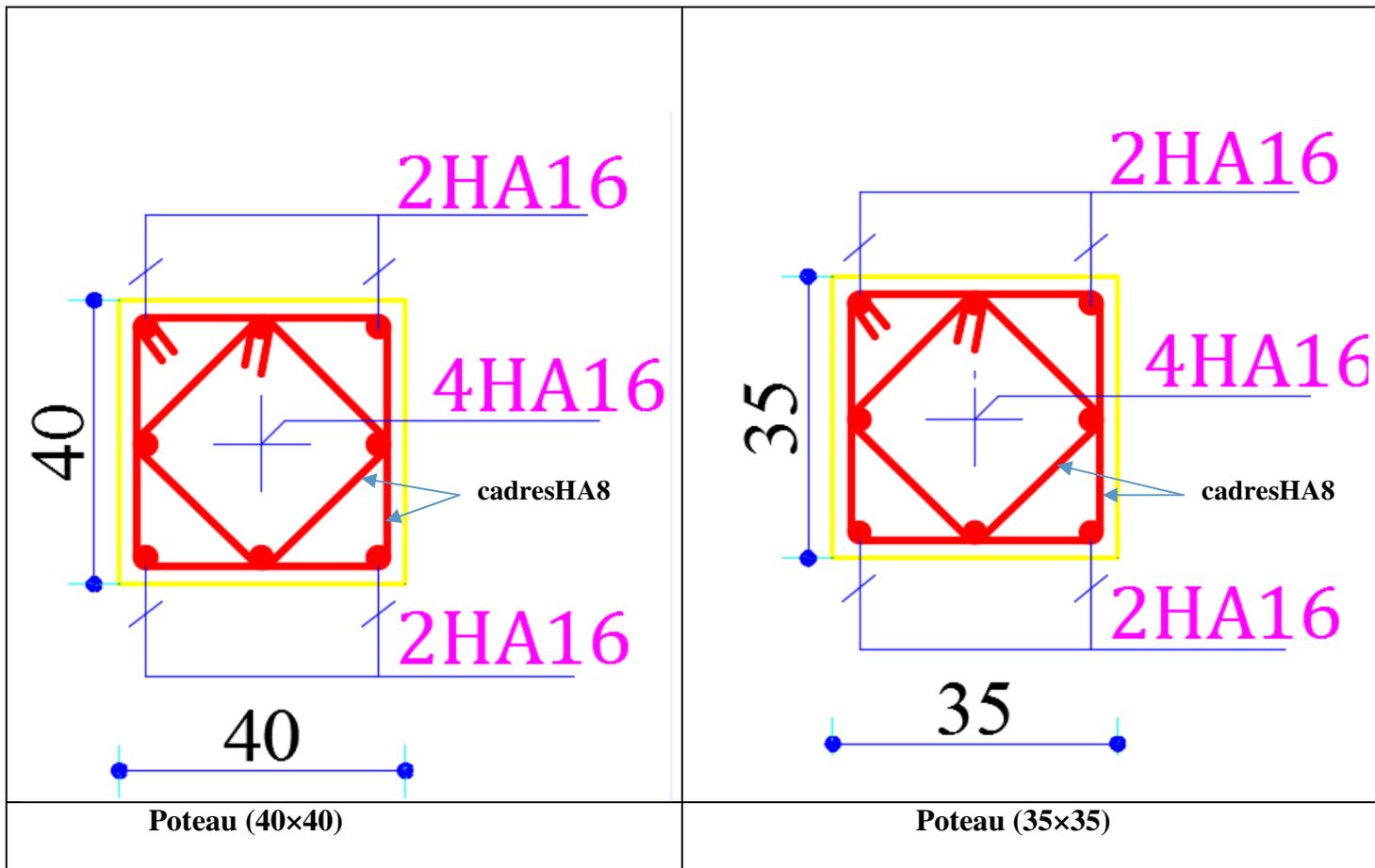


**Fig. V.2** Réduction des sections de poteaux

Les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**Tableau V.17** Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soupenste
 <p>2HA20 cadresHA8 12HA16 60 60</p>	 <p>cadresHA8 16HA16 55 55</p>
<p>Poteau (60×60)</p>	<p>Poteau (55×55)</p>
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage
 <p>cadresHA8 14HA16 50 50</p>	 <p>cadresHA8 10HA16 45 45</p>
<p>Poteau (50×50)</p>	<p>Poteau (45×45)</p>
5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soupenste



### V.3 Étude des voiles

#### V.3.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

### V.3.2 Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

#### a) Aciers verticaux [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : 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  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### b) Aciers horizontaux [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### c) Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18** Sollicitations max de calcul dans la voile  $V_{x1}$  // à x-x'

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_x \text{ max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	$V_{x1}$	-887.244	645.111	645.111	-878.244	-198.799	533.9226	230.36
RDC, 1 <sup>er</sup> soupen	$V_{x1}$	-916.51	0.4818	393.1612	-548.108	-371.074	12.197	342.154
1 <sup>er</sup> étage	$V_{x1}$	-728.117	77.3928	326.2398	-658.187	-247.011	233.2199	198.799
2 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-634.741	178.673	178.673	-634.741	-146.996	95.1742	130.729
3 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-569.261	188.067	188.067	-569.261	-102.424	90.4152	145.803
4 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-447.068	122.8429	122.8429	-447.068	-54.931	52.7485	86.336
5 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	-292.758	97.448	97.448	-292.758	-38.355	32.8193	73.329
2 <sup>ème</sup> soupen	$V_{x1}$	-159.259	92.1347	92.1347	-159.259	-28.768	19.7546	59.936

**Tableau V.19** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1}$  // à  $y-y'$ 

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{y\ cor}$		$M_{y\ max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	$V_{y1}$	-953.784	337.8721	337.8721	-953.784	219.434	307.4345	94.287
RDC, 1 <sup>er</sup> soupente	$V_{y1}$	-768.96	169.0694	848.421	-207.906	-61.51	304.9461	250.639
1 <sup>er</sup> étage	$V_{y1}$	-500.446	16.2548	354.2306	-287.267	-139.850	101.415	171.76
2 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	-394.87	130.6044	194.0311	-172.104	-93.474	185.3845	102.496
3 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	-368.871	115.3539	162.2753	-100.58	-35.92	155.4178	98.444
4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	-304.753	64.5771	102.0466	-31.099	14.236	96.2165	54.89
5 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	-212.163	53.8236	94.9148	-0.221	27.502	87.5823	47.472
2 <sup>ème</sup> soupente	$V_{y1}$	-112.648	23.6586	98.1863	-0.836	13.655	85.8946	48.973

### V.3.4 Calcul du ferrailage

Les tableaux suivant illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les autres niveaux :

SPA : section partiellement comprimé ;

SEC : section entièrement comprimé ;

SET : section entièrement tendue.

**Tableau V.20** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soupente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soupente fv
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.30	0.20×1.10
M(KN)	645.11	0.4818	77.392	178.673	188.067	122.842	97.448	92.134
N(KN)	-878.244	-916.51	-728.117	-634.741	-569.261	-447.068	-292.758	-159.259
section	SPC	SET	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	230.36	342.15	171.789	13.072	14.58	7.415	76.329	59.936
$\tau$ (MPa)	1.194	1.774	1.031	0.678	0.756	0.448	0.396	0.424

$\bar{\tau}$ = $0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	22.19	11.468	12.692	10.608	10.040	7.415	5.535	4.223
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	3.90	3.30
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	24.64	12.64	13.56	13.56	13.56	9.48	6.32	6.32
$N^{bre}$ /par face	16HA14	16HA10	12HA12	12HA12	12HA12	12HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.49	1.11	1.29	0.85	0.95	0.56	0.57	0.53
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.58	1.58	1.58	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×0.8
M(KN)	18.3294	40.4737	45.353	88.1409	102.5514	62.2213	35.1113	50.9683
N(KN)	-643.949	-603.668	-359.902	-298.764	-268.382	-223.373	-162.486	-88.933
section	SET	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	190.097	130.353	104.329	63.22	75.166	49.878	46.527	38.197
$\tau$ (MPa)	1.479	1.014	0.811	0.492	0.585	0.388	0.362	0.371
$\bar{\tau}$ = $0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.737	9.064	6.20	5.972	6.034	4.360	2.881	2.875
$A_v^{min}$	3.000	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.40

$(\text{cm}^2)$								
$A_v^{adop}$ $(\text{cm}^2)$	12.32	12.32	9.04	9.04	9.04	6.32	6.32	6.32
$N^{bre}$ /par face	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ $(\text{cm}^2)$	1.85	1.27	1.01	0.61	0.73	0.48	0.45	0.46
$A_h^{min}$ $(\text{cm}^2)$	0.60	0.726	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ $(\text{cm}^2)$	2.26	1.58	1.58	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
Section ( $\text{m}^2$ )		0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	
M(KN)		25.4316	54.9787	20.7018	35.8931	18.3265	18.5446	
N(KN)		-446.894	-386.209	-328.389	-274.559	-228.085	-142.777	
section		SET	SPC	SET	SET	SET	SET	
V (KN)		65.048	82.517	46.347	60.875	37.908	41.842	
$\tau$ (MPa)		0.802	0.802	0.451	0.592	0.369	0.407	
$\bar{\tau}$ =0.2 $f_{c28}$ ( MPa)		5	5	5	5	5	5	
$A_v^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )		6.778	6.484	5.075	5.114	3.710	2.654	
$A_v^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	
$A_v^{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )		9.04	9.04	6.32	6.32	6.32	4.02	
$N^{bre}$ /par face		8HA12	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8	

$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20	20	
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		1.00	1.00	0.56	0.74	0.46	0.51	
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )		0.70	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70	
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		1.58	1.58	1.01	1.01	1.01	1.01	
$N^{bre}$ /par Plan		2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20	20	

Tableau V.23 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
Section (m <sup>2</sup> )		0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80	0.20×0.80
M(KN)		198.1171	67.5605	33.0287	89.0127	50.7587	55.4019	59.4415
N(KN)		-537.426	-409.067	-351.663	-301.89	-259.57	-174.966	-110.629
section		SPC	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)		109.981	86.556	47.368	63.244	38.482	39.945	41.305
$\tau$ (MPa)		1.069	0.842	0.461	0.615	0.374	0.388	0.402
$\bar{\tau}$ =0.2f <sub>c28</sub> (MPa)		5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		13.409	8.284	6.836	6.729	4.856	4.037	3.433
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		15.83	11.06	11.06	9.42	6.32	6.32	<b>6.32</b>
$N^{bre}$ /par face		14HA12	14HA10	14HA10	14HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		1.34	1.05	0.58	0.77	0.47	0.49	0.50
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		1.58	1.58	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01

$N^{bre}$ /par Plan		2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x5}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
Section (m <sup>2</sup> )	0.30×1.00	0.30×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×0.80
M(KN)	10.6829	56.2699	38.1259	11.1374	32.2683	0.7276	20.074	15.7511
N(KN)	-922.216	-737.911	-414.528	-320.033	-313.086	-236.163	-187.169	-96.462
section	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SPC
V (KN)	453.644	197.545	62.454	96.958	60.53	52.005	37.398	49.458
$\tau$ (MPa)	2.352	1.024	0.486	0.754	0.471	0.404	0.291	0.481
$\bar{\tau}$ =0.2f <sub>c28</sub> (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	11.928	11.334	6.611	4.418	5.124	3.317	3.092	1.692
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.50	4.50	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.40
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	12.32	12.32	9.04	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32
$N^{bre}$ /par face	8HA14	8HA14	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.82	1.92	0.61	0.94	0.59	0.51	0.36	0.60
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.25** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x6}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.50	0.20×1.30	0.20×1.10
<b>M(KN)</b>	21.8153	681.9679	35.5636	14.3027	40.0528	13.058	14.5788	21.2238
<b>N(KN)</b>	-1771.948	-1695.416	-1435.841	-1221.436	-1042.038	-770.622	-517.919	-270.652
<b>section</b>	SET	SPC	SET	SET	SET	SET	SET	SET
<b>V (KN)</b>	447.345	259.872	210.114	122.662	145.676	80.588	51.585	49.823
<b>τ(MPa)</b>	0.660	1.347	1.089	0.636	0.755	0.418	0.309	0.352
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	24.748	32.005	21.663	17.969	16.131	11.453	7.930	4.723
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.90	3.30
<b>A<sub>v</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	32.16	32.16	24.64	18.08	18.08	12.32	9.04	6.32
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	16HA16	16HA16	16HA14	16HA12	16HA12	8HA14	8HA12	8HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.82	1.68	1.36	0.80	0.94	0.52	0.39	0.44
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.39	0.33
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
<b>N<sup>bre</sup> /par Plan</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.26** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{Y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.50	0.20×1.40	0.20×1.30
<b>M(KN)</b>	337.8721	169.0694	16.2548	130.6044	115.3539	64.5771	53.8236	23.6586
<b>N(KN)</b>	-953.784	-768.96	-500.446	-394.87	-368.871	-304.753	-212.163	-112.648
<b>section</b>	SPC	SET	SET	SPC	SPC	SET	SPC	SET
<b>V (KN)</b>	94.287	250.639	171.76	102.496	98.444	54.89	47.472	48.973
<b>τ(MPa)</b>	0.367	0.975	0.668	0.469	0.450	0.285	0.264	0.293
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	15.563	12.782	7.544	6.658	6.108	5.424	3.513	2.090
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.00	6.00	6.00	5.10	5.10	4.50	4.20	3.90
<b>A<sub>v</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	18.48	13.56	9.48	9.04	9.04	9.04	6.32	6.32
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	12HA14	12HA12	12HA10	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.46	1.22	0.83	0.59	0.56	0.36	0.33	0.37
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.60	7.83	7.83	0.60	0.60	7.83	0.60	7.65
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.01	7.90	7.90	1.01	1.01	7.90	1.01	7.90
<b>N<sup>bre</sup> /par Plan</b>	2HA8	10HA10	10HA10	2HA8	2HA8	10HA10	2HA8	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.27** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{Y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.50	0.20×1.40	0.20×1.30
<b>M(KN)</b>	327.3683	790.8764	122.6718	226.0033	200.8289	135.424	123.2378	113.0948
<b>N(KN)</b>	-1235.09	-1091.085	-587.57	-457.655	-420.653	-368.281	-280.826	-163.683
<b>section</b>	SET	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>V (KN)</b>	127.275	248.324	173.771	132.556	135.282	90.415	80.405	74.422
<b>τ(MPa)</b>	0.495	0.495	0.676	0.606	0.619	0.469	0.447	0.445
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	21.577	23.506	9.645	8.958	8.119	6.755	5.704	4.345
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.00	6.00	6.00	5.10	5.10	4.50	4.20	3.90
<b>A<sub>v</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	24.64	24.64	12.64	11.06	11.06	9.48	6.32	6.32
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	16HA14	16HA14	16HA10	14HA10	14HA10	12HA10	8HA10	8HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.62	0.62	0.84	0.76	0.77	0.59	0.56	0.56
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	7.83	0.60	7.83	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	7.90	2.01	7.90	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
<b>N<sup>bre</sup> /par Plan</b>	10HA10	4HA8	10HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.28** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{Y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.50	0.20×1.40	0.20×1.30
<b>M(KN)</b>	1491.8476	347.6961	50.9828	80.6186	170.0456	170.0456	142.032	127.6478
<b>N(KN)</b>	-1420.942	-1752.144	-767.237	-582.817	-432.265	-432.265	-340.264	-211.033
<b>section</b>	SPC	SET	SET	SET	SET	SPC	SPC	SPC
<b>V (KN)</b>	315.246	356.032	164.158	164.443	119.132	119.132	97.553	87.45
<b>τ(MPa)</b>	1.226	1.385	0.638	0.751	0.545	0.618	0.542	0.523
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	37.124	28.421	12.128	10.423	7.750	8.151	6.764	5.206
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.00	6.00	6.00	5.10	5.10	4.50	4.20	3.90
<b>A<sub>v</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	40.20	30.80	15.80	11.06	11.06	11.06	7.90	7.90
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	20HA16	20HA16	20HA10	14HA10	14HA10	14HA10	10HA10	10HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.53	1.73	0.80	0.94	0.68	0.77	0.68	0.65
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.60	7.83	7.83	7.83	0.60	0.60	0.60	0.60
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	7.90	7.90	7.90	2.01	2.01	2.01	2.01
<b>N<sup>bre</sup> /par Plan</b>	4HA8	10HA10	10HA10	10HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.29** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{Y4}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup> soutente	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> soutente
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.50	0.20×1.40	0.20×1.30
<b>M(KN)</b>	437.0047	893.2344	36.4662	62.7072	145.3086	73.3086	52.487	13.6363
<b>N(KN)</b>	-1283.804	-1154.556	-731.249	-537.47	-450.863	-450.863	-260.674	-147.175
<b>section</b>	SPC	SPC	SET	SET	SPC	SET	SET	SET
<b>V (KN)</b>	123.544	225.846	240.83	122.527	113.895	71.238	61.3	60.044
<b>τ(MPa)</b>	0.480	0.878	0.937	0.561	0.521	0.369	0.341	0.359
$\bar{\tau}$ <b>=0.2f<sub>c28</sub> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	20.698	25.668	11.298	9.317	7.539	6.468	4.664	2.233
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.00	6.00	6.00	5.10	5.10	4.50	4.20	3.90
<b>A<sub>v</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	27.72	27.72	13.56	13.56	7.90	11.30	6.32	6.32
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	18HA14	18HA14	12HA12	12HA12	10HA10	10HA12	8HA10	8HA10
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.60	1.1	1.17	0.70	0.65	0.46	0.43	0.45
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.60	0.60	7.83	7.83	0.60	7.83	7.65	7.65
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	7.90	7.90	2.01	11.30	9.04	9.04
<b>N<sup>bre</sup> /par Plan</b>	4HA8	4HA8	10HA10	10HA10	4HA8	10HA12	8HA12	8HA12
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

### V.3.6 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du sous sol (Vx1) comme exemple :

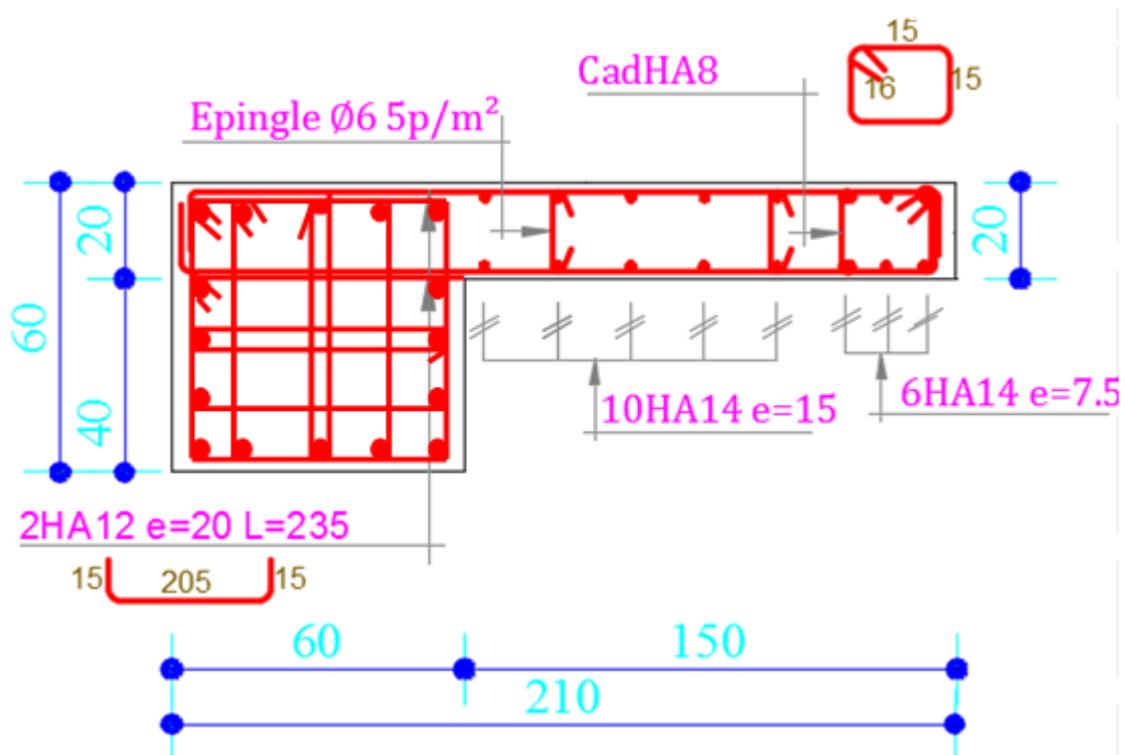


Fig. V.3 Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )

### V.4 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé

Par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

# *Chapitre VI*

## VI.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 : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : 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.

## VI.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.
- La profondeur du bon sol.

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.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.2 bar à une profondeur de 2 m.

## VI.3 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 :

- 1).  $G + Q \pm E$
- 2).  $0.8 \times G \pm E$

## VI.4 Etude des fondations

- **Le choix de fondation**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{\text{cal}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52.502}{0.12} = 437.51 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}}=530m^2$ .

$S_{\text{calculé}} > 50\% S_{\text{bâtiment}}$  On voit bien que, la surface impose l'utilisation d'un radier général

### Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

#### A - Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### – Condition de coffrage [1]

$h_r$ : hauteur des nervures.

$h_r$ : hauteur de la dalle de radier.

$L_{\text{max}}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{\text{max}}= 7m$ )

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{700}{20} = 35cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{700}{10} = 70cm$$

##### – Condition de rigidité [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

$I$  : inertie de la section du radier.

$K$  : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

$b$ : la largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\text{max}}^4 K}{\pi^4 E}} = 114cm.$$

Donc :  $h \geq 114cm$ .

### – Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$V_d = \frac{N_d * L_{\max}}{2 * S} \times 1m = \frac{52501.56 * 7}{2 * 530} = 346.71 \text{ KN}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$

$$d \geq \frac{V_d * \gamma_b}{0.07 * b * 25} = \frac{346.71 * 1.5}{0.07 * 1 * 25} = 0.30m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 115\text{cm}$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 40\text{cm}$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 530m^2$ .

### B - Les vérifications

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

$N_d$ : effort normal de calcul.

$h_t$ : hauteur de la nervure.

$U_c$ : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm×cm, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.6+1.15=1.75m$$

On trouve  $U_c = 7m$

$$N_d = 5.250 \text{ MN} < 0.045 \times 7 \times 1.15 \times \frac{25}{1.5} = 6.04 \text{ MN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Calcul des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_Y, M_X$ : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 23299.5 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.48 \text{ m.}$$

$$I_Y = 31173.2 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 6.07 \text{ m.}$$

$$M_X = 174072.915 \text{ KN.m, } M_Y = 19744.377 \text{ KN.m.}$$

$$N = 42625.87 \text{ KN}$$

**Dans le sens x-x :**  $N = 42625.87 \text{ KN}$  ;  $M_X = 174072.915 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * Y_G = \frac{42625.87 * 10^{-3}}{530} + \frac{174072.915 * 10^{-3} * 6.07}{23299.5} = 0.118 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * Y_G = 0.035 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.103 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

**Dans le sens y-y :**  $N = 42625.87 \text{ KN}$  ;  $M_Y = 19744.377 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = \frac{42625.87 * 10^{-3}}{530} + \frac{19744.377 * 10^{-3} * 13.48}{31173.2} = 0.089 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = 0.072 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = < \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.085 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Soit  $S_{radier} = 530 \text{ m}^2$ .

**Sens X-X :**  $\sigma_{moy} = 0.103 \text{ MPa} < 0.12 \text{ MPa}$ .

Sens Y-Y :  $\sigma_{moy} = 0.085 \text{ MPa} < 0.12 \text{ MPa}$ .

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 530 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$H = 3.06 \text{ m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 42625.87 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 530 = 18650.7 \text{ KN}$ .....Condition Vérifiée.

### C-Ferraillage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferraillage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

#### 1 - Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{58475.93}{530} = 110.33 \text{ KN/m}^2$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$L_x = 6.05$ ,  $L_y = 7 \text{ m}$ .

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$  Alors, la dalle travaille dans les deux sens

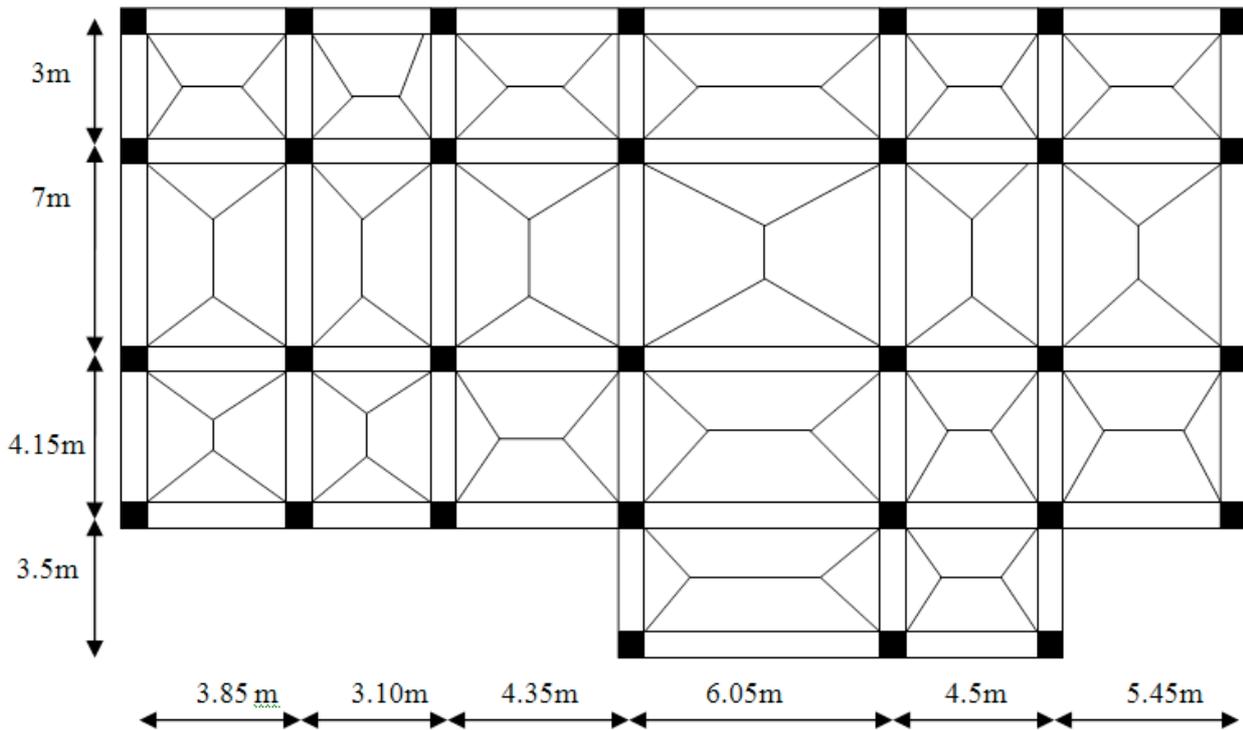
$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.86 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après Annexe I} \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0496 * 110.33 * 6.05^2 = 200.30 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 141.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2-calcul de ferrailage**

- schéma de rupture de la dalle du radier



**Fig.VI.1 Schéma de rupture de la dalle du radier.**

- En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 150.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 105.94 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 = -100.15 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** Résumé des résultats du ferrailage du radier

**Nota :** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix par (m)	$S_t(\text{cm})$
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	150.22	12.16	3.42	<b>14.07</b>	<b>7HA16</b>	<b>14</b>
	<b>y-y</b>	105.94	8.27	3.2	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>	<b>17</b>
<b>Appui</b>		100.15	7.99	4.47	<b>9.24</b>	<b>6HA14</b>	<b>17</b>

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$  ; et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

$$\text{En travée} \begin{cases} A_{x\min} = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$ .

$$\begin{cases} A_{x\min} = 3.42 \text{ cm}^2. \\ A_{y\min} = 3.2 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.47 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{sens x: } S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{sens y: } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

### A l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

#### Sens x-x

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 224.18 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{214.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.58 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

#### Sens y-y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 138.30 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{138.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.37 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

### A l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \dots \dots \dots [ \text{Annexe I} ]$$

$$q_s = \frac{42625.87}{530} = 80.43 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0566 \times 80.43 \times 6.05^2 = 166.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 166.63 \times 0.7933 = 132.19 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 124.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 99.14 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moment en appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = 83.32 \text{ KN.m}$

• **Etat limite de compression du béton**

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$50y^2 + 15 \times 14.07 \times y - 15 \times 14.07 \times 37 = 0$$

$$y = 10.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 186792.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition verifier}$$

• **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	124.97	10.56	186792.27	<b>7.06</b>	<b>265.33</b>
	yy	99.14	9.90	165198.07	<b>5.94</b>	<b>243.95</b>
Appui		83.32	8.83	132934.72	<b>5.53</b>	<b>264.84</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$S_t(\text{cm})$
Travée	xx	10HA16	20.11	12.23	246054.12	6.21	188.48	10
	yy	8HA16	16.08	11.16	207381.55	5.33	185.29	12.5
Appui		7HA16	14.07	10.56	186792.27	4.71	176.90	14

- Schéma de ferrailage.

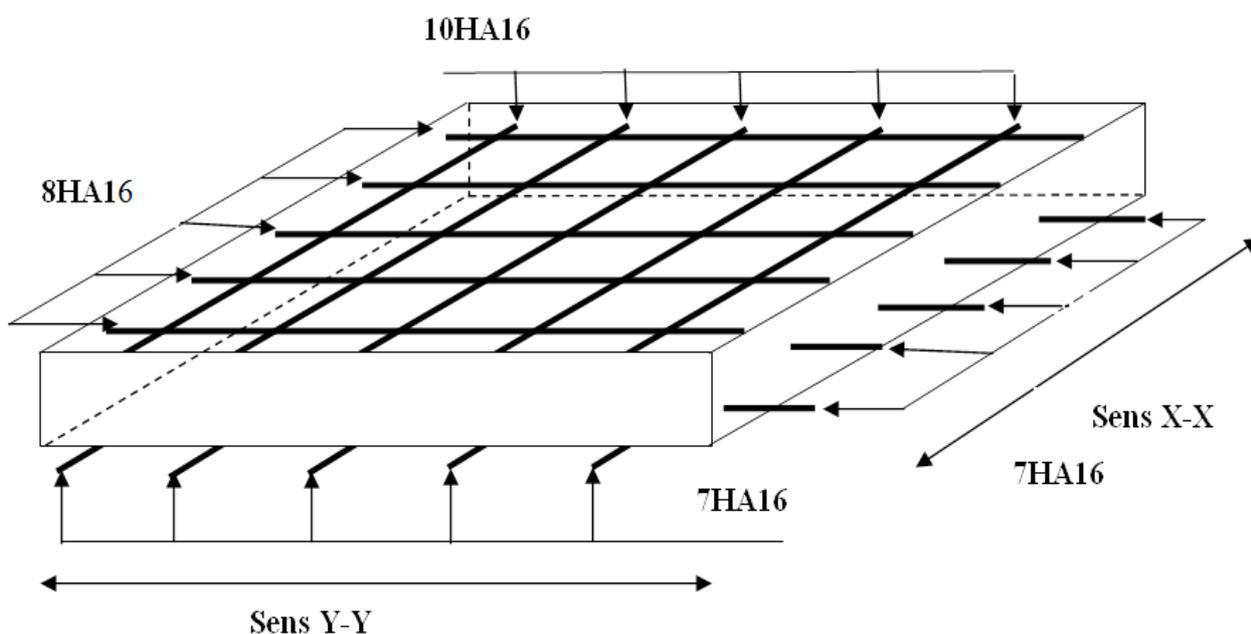


Fig.VI.2 Ferrailage de radier

### 3-ferrailages des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

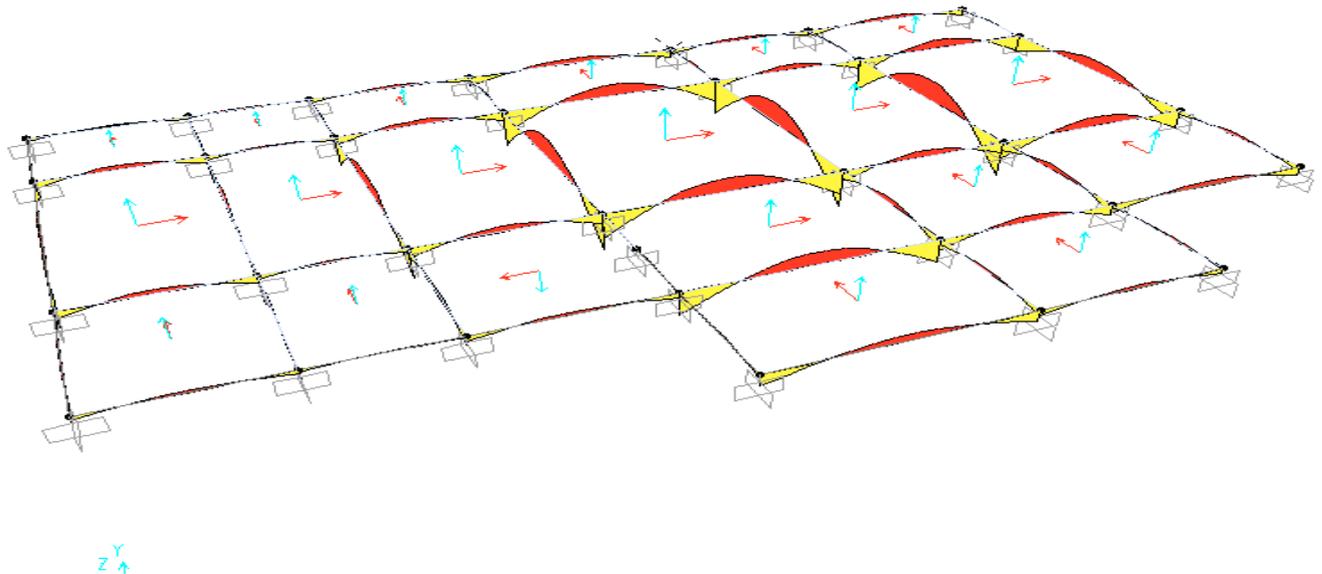
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

$$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 110.33 \text{ KN/m}^2, Q_s = 80.43 \text{ KN/m}$$



**Fig.VI.3 Schéma statique equivalent**

• **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moment en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (Y-Y)**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	-1044.59	1801.65
$M_S$ (KN.m)	-761.50	1313.39
$V$ (KN)	1252.90	

- **Sens transversal (X-X)**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	-687.73	1198.43
$M_S$ (KN.m)	-501.34	873.65
$V$ (KN)	959.80	

- **Ferraillage**

**Sens Y-Y :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 1.15 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$d = 1.10 \text{ m}$$

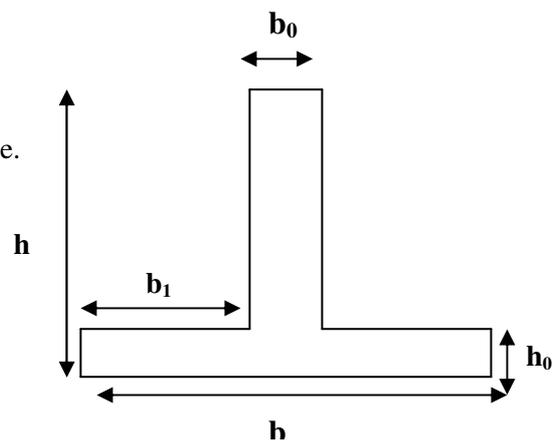
$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{7}{10}; \frac{6.05}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.7; 3.025)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 70 + 60 = 200 \text{ cm.}$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :



**Fig. VI.4** Section à ferrailler.

**Tableau VI.5** Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y)

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	-1044.59	27.74	13.28	<b>34.95</b>	<b>8HA20+2HA25</b>
	Appui	1801.65	48.43	13.28	<b>49.09</b>	<b>10HA25</b>

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=2m$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6** Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	-687.73	18.16	13.28	<b>31.42</b>	<b>10HA20</b>
	Appui	1198.43	31.891	13.28	<b>49.09</b>	<b>10HA25</b>

### Vérifications

#### A l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7** Vérification de l'effort tranchant

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1252.90	<b>0.57</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
Sens X-X	959.80	<b>0.44</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

#### 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8** Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	-761.50	21.54	4768609.43	<b>3.44</b>	<b>15</b>	<b>211.89</b>	<b>201.63</b>
	appui	1313.39	25.02	6361794.12	<b>5.16</b>	<b>15</b>	<b>263.16</b>	<b>201.63</b>
X-X	travée	-501.34	20.53	4349567.23	<b>2.36</b>	<b>15</b>	<b>154.70</b>	<b>201.63</b>
	appui	873.65	25.02	6361794.12	<b>3.43</b>	<b>15</b>	<b>175.05</b>	<b>201.63</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens y-y donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	travée	<b>10HA25</b>	<b>49.09</b>	25.02	6361794.12	<b>2.99</b>	<b>177.12</b>
	appui	<b>5HA32+5HA25</b>	<b>64.76</b>	28.19	7994921.13	<b>3.08</b>	<b>134.10</b>
X-X	travée	<b>10HA20</b>	<b>31.42</b>	20.53	4349567.23	<b>2.36</b>	<b>154.70</b>
	appui	<b>10HA25</b>	<b>49.09</b>	25.02	6361794.12	<b>3.43</b>	<b>175.05</b>

- **Armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min(20, 32.8; 60 \text{ mm})$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des aciers transversaux**

Soit 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$St \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \text{ avec:}$$

$$St_1 \leq \min (0.9 d ; 40cm)=40cm$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 65cm$$

$$St_3 \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 16.63cm$$

Soit St=15cm.

- Schémas de ferrailage des nervures

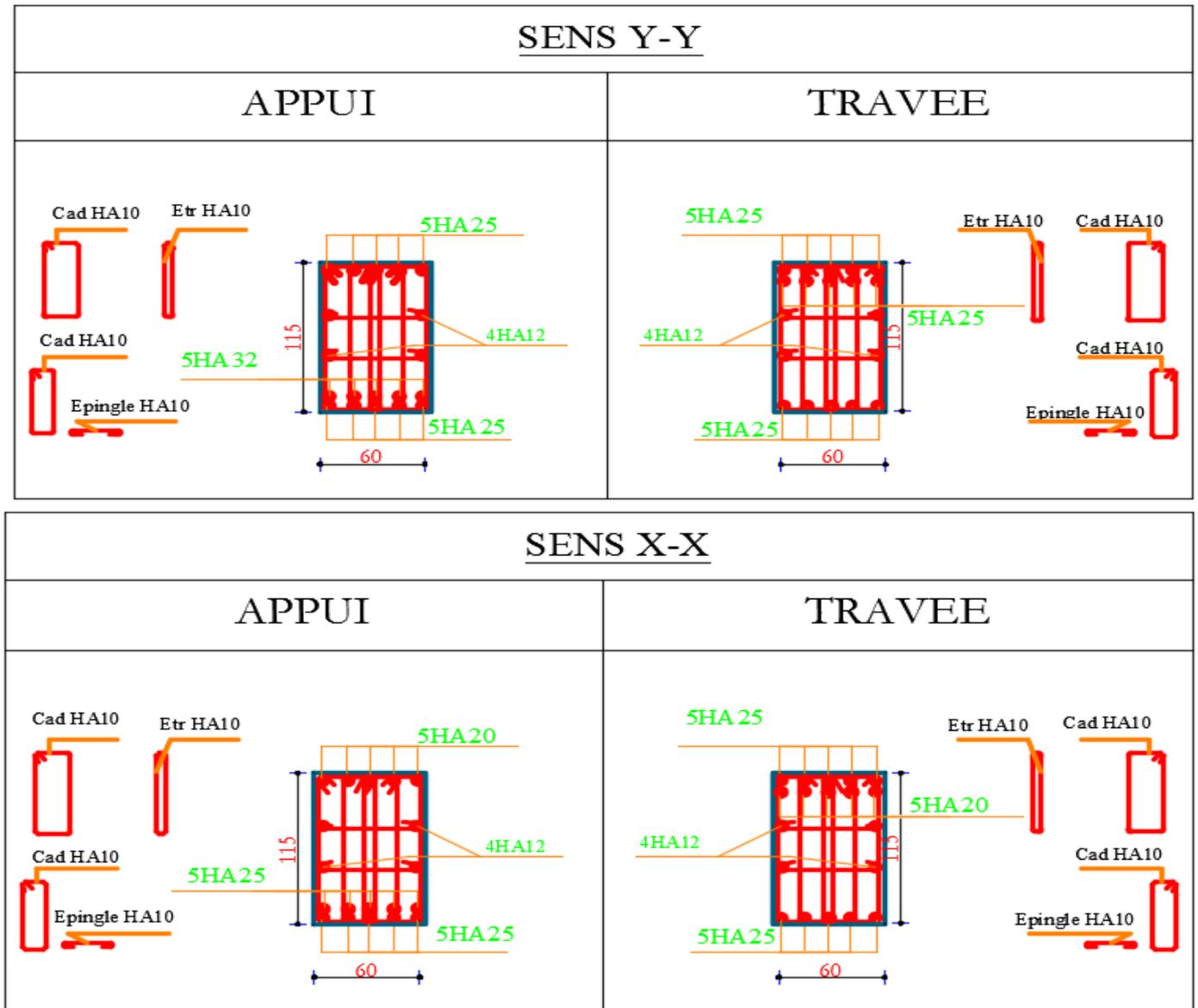


Fig.VI.5 Schéma de ferrailage des nervures

## VI.5 Voile périphérique

### VI.5.1 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.

### VI.5.2 Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=6.05$  m
- L'épaisseur  $e=20$  cm

### VI.5.3 Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 19^\circ$
- La cohésion  $c=0.28 \text{ KN/m}^2$

### VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2}) - 2 \times 0.28 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2})) = 26.87 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

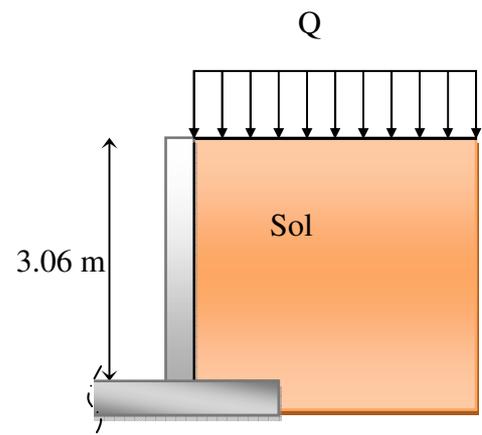
$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.09 \text{ KN/ml}$$

### VI.5.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**



**Fig.VI.6 Voile périphérique**

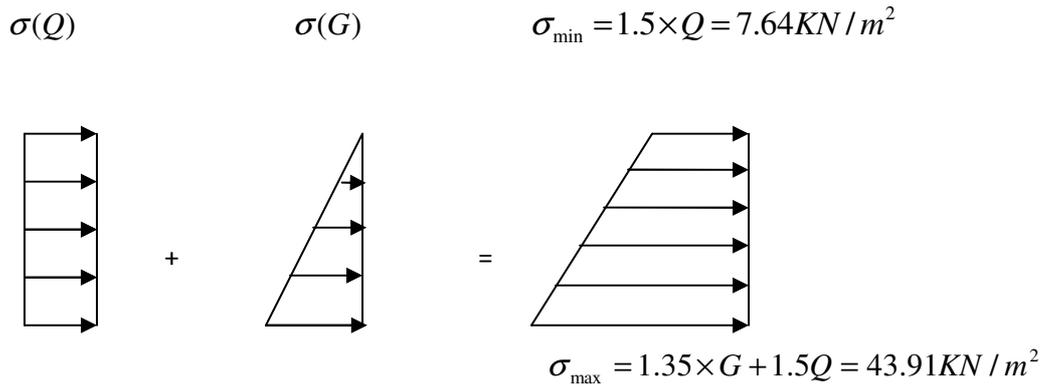


Fig. VI.7 Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 34.84 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.05 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ \text{Annexe I} ]$$

$$M_{0x} = 121.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 30.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 25.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 103.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -60.64 \text{ KN.m}$$

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.9** Section des armatures du voile périphérique

	Sens	M (KN.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	103.08	20.58	2	<b>12HA16= 24.13</b>
	y-y	25.77	4.51	2	<b>12HA8= 6.03</b>
Appui		-60.64	11.18	2	<b>12HA12= 13.57</b>

• **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

**VI.5.6 Vérifications**

**A L'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$e > 12cm \left. \begin{matrix} \rho = 0.51 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = 1.99cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée \\ A_{min}^y = \max(\rho_0 \times b \times e) \Rightarrow A_{min}^y = 6.03cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée \end{cases}$$

$A_t > A_{min} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$A_a > A_{min} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa, (fissuration nuisible).$$

On a :

**Sens x-x**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 50.03KN ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{50.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.29MPa < 1.25MPa$$

**Sens y-y**

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6.47KN ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.038MPa < 1.25MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### A L'ELS

$$\mu_x = 0.0987$$

$$\mu_y = 0.3758$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 5.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 31.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25.24 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 25.24 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l x^2$$

$$M_x = 0.0987 \times 25.24 \times (3.06)^2 = 23.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.3758 \times 23.32 = 8.76 \text{ KN.m}$$

#### Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 19.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.44 \text{ KN.m}$$

#### Moment en appui

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -11.66 \text{ KN.m}$$

#### • Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

#### • Contraintes dans le béton

$$y = 3.35 \text{ cm}$$

$$I = 7690.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 6.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 269.15 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

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

Avec :  $\eta=1.6$

**Tableau VI.10** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	xx	19.82	8.12	47570.41	<b>3.38</b>	<b>55.49</b>
	yy	7.44	4.18	17300.16	<b>1.80</b>	<b>82.70</b>
Appui		11.66	6.53	31594.84	<b>2.41</b>	<b>57.96</b>

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- **Schéma de ferrailage du voile périphérique**

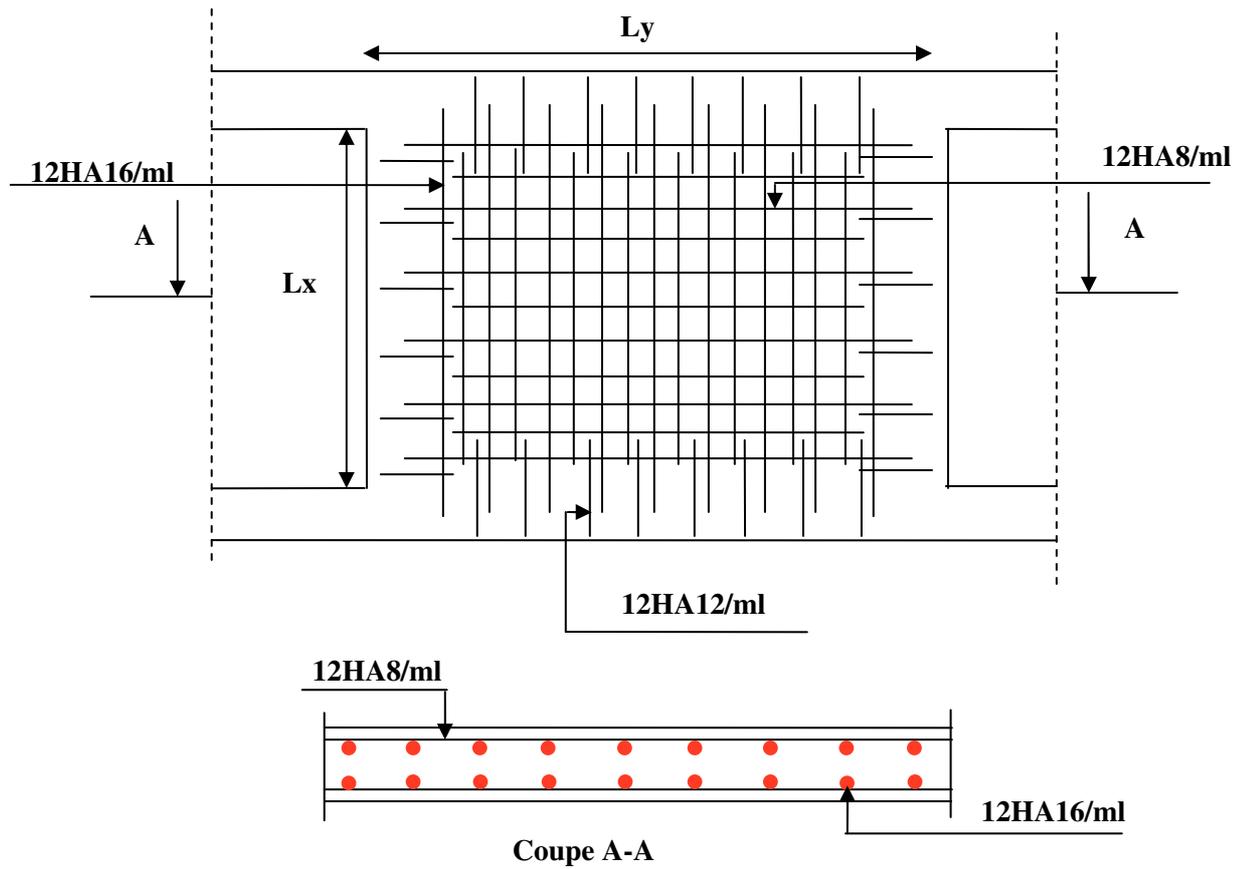


Fig. VI.8 Schéma de ferrailage de voile périphérique.

***Conclusion***

***Générale***

# Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version.14.
- Outil de conception AUTO CAD 2008.
- Outil de calcul EXCEL 2007.
- Outil de saisie Word 2007.
- Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC logiciel française.

# ***Annexes***

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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 2

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

## Annexe 3

### Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# *Plan de la Structure*

*Fin*

## VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette d'assise des immeubles de la promotion immobilière « Résidence La Marina » sise au marché hebdomadaire de la ville d'Aokas, au profit de la Sarl B.H Immo, est constituée d'un sol hétérogène de moyenne à bonne résistance. Elle est sur un terrain plat, graveleux moyennement compact en surface (jusqu'à -8<sup>m</sup> et par endroit) et compact au delà. Des eaux souterraines sont par ailleurs, constatées à partir du 7<sup>ème</sup> mètre de profondeur.

Les essais pénétrométriques au PDL et sondages carottés, ont révélé un sous sol relativement hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement moyenne jusqu'à -8<sup>m</sup>.0 de profondeur.

Ces essais ont révélé un terrain relativement hétérogène, avec des résistances en pointe moyennes à faibles jusqu'à des profondeurs avoisinant -8<sup>m</sup>.00. On a constaté alors, deux zones assez distinctes vis-à-vis de leurs résistances en pointes, zone I et II. A priori, la zone I qui est constituée d'un sol moyen à faible, correspond au lit d'un ancien talweg qui est par la suite comblé par les crues, remblais et autres.

A cet effet, on suggère d'adopter ce qui suit :

- Les fondations seront superficielles type radier général.
- Le taux de travail et l'ancrage seront (voir schéma ci-joint) :

### ➤ **Zone A :**

Le fond de la fouille doit être à **-3<sup>m</sup>.40** de la surface du sol, pour un taux de travail  $\sigma_{adm} = 0.95 \text{ bar}$ .

### ➤ **Reste du terrain :**

Le fond de la fouille doit être à **-2<sup>m</sup>.00** de la surface du sol, pour un taux de travail  $\sigma_{adm} = 1.2 \text{ bars}$ .

- Les caractéristiques mécaniques du sol jusqu'à -6<sup>m</sup>, sont :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$   $\varphi = 19^\circ$  et  $C = 0.28 \text{ bar}$ .
- Vu la hauteur assez élevée des immeubles (env 31<sup>m</sup>), il est conseillé d'ancrer les immeubles à au moins 2<sup>m</sup>.80 de la surface du sol, même si le sol est compact.

Par ailleurs,

- ✓ A la fin des terrassements (à -2<sup>m</sup>.00 ou -3<sup>m</sup>.40), le fond des fouilles doivent être vigoureusement compactés.
- ✓ Les radiers doivent être posés sur des lits en pierres et galets de 40cm d'épaisseur avec une légère pente.
- ✓ Un drainage très rigoureux autour du périmètre bâti (voiles périphériques).
- ✓ Entreprendre les terrassements, de préférence en périodes de rabattement des nappes (entre mi-Juillet à fin Septembre).

### **L'Ingénieur chargé de l'étude**

Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG

SCP / L.E.C BEJAIA  
Service Etude



**Le Gérant**