

*République Algérienne Démocratique Et Populaire*  
*Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA De Bejaia*  
*Faculté De Technologie*  
*Département De Génie Civil*



# **Mémoire de fin d'étude**

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment (R+8+2 sous-sols) à usage mixte  
(Commercial et habitation) contreventé par un  
système mixte (voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup>: Berraki Lynda

M<sup>r</sup>: Rahal Messaoud

**Encadré par :**

M<sup>r</sup>: BOUZEROURA.M

**Jury:**

M<sup>r</sup>: CHELLOUAH.N

M<sup>r</sup>: OUDNI.N

**Promotion: 2014 - 2015**

# *Remerciements*

*En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout le parcours de nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr BOUZEROURA.M qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet.*

*Nous remercions tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail*

*Lynda et Messaoud*

# DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *Mes frères: Samir, Boualem, Massinissa*
  - *Mes sœurs : Zakia, Souhila.*
  - *Mes beaux-frères : Rachid, Kamal.*
- *Mes petits neveux :Thilleli, Massimaxil.*
  - *Toute ma famille sans exception.*
    - *Mes ami(e)s.*
  - *Toute la Promotion 2014/2015.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*Lynda*

# 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

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<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

# *Dédicaces*

*Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux  
Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances :*

*A celle qui m'a tout donnée, sacrifiée, à celle qui a rêvé de voir ce jour à la  
femme qui règne sur mon cœur, ma mère.*

*A celui qui m'a toujours donné la confiance en soi et qui m'a toujours  
encouragé, à l'être le plus cher au monde, mon père.*

*A mon chers frères Lamine*

*A ma très chers sœurs Amel*

*A ma très chers fiancé thafath*

*A tous mes amis et particulièrement ceux du génie civil promotion 2015*

*Messaoud*

# Sommaire

---

## Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction .....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1 : Description architecturale.....	1
I.2.2. Description structurale .....	2
I.3. Règlements et normes utilisés .....	2
I.4. Les états limites (BAEL91).....	3
I.5 Lesactions et Les sollicitations.....	4
I.6 les matériaux de construction.....	6
I.6.1 Béton.....	6
I.6.2 L'acier.....	9
I.6.3 Matériaux utilisé.....	11

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	12
II.2. pré dimensionnement des éléments .....	12
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	24
II.4. Descente de charge.....	28
II.5. Conclusion.....	47

## Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1.Calcul des planchers.....	48
III.1.1.Introduction .....	48
III.1.2. Etude des poutrelles.....	48
III.2. Dalles pleines.....	88
III.3.Acrotère.....	102
III.4. L'ascenseur.....	108
III.5 Etude des escaliers.....	119
III.6 Poutre palière.....	129

# Sommaire

---

## **Chapitre IV :Etude dynamique**

IV.1. Introduction.....	136
IV.2. Objectifs et exigences.....	136
IV.3. Méthodes de calcul.....	136
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	140
IV.5 Modélisation et résultats.....	141

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

V.1 Etude des poteaux.....	152
V.2 Etude des poutres.....	163
V.3 Étude des voiles.....	176

## **Chapitre VI : Etude de L'infrastructure**

VI.1. Choix du type des fondations .....	182
VI.2. Combinaison d'action à considérer.....	182
VI.3. Etude des fondations.....	182
VI.3.1 Radier général.....	183
VI.3.2 Nervures.....	191
VI.3.3. Voile périphérique.....	198

# Liste des figures

## **Chapitre I :**

Figure I.1. Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure II.2. Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU.....	8
Figure I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	10

## **Chapitre II :**

Figure II.1.plancher à corps creux.....	13
Figure III.2.Schéma poutrelle.....	13
Figure II.3. Les dalles sur deux appuis.....	14
Figure II.4. Les dalles sur trois appuis.....	15
Figure II.5. Les dalles sur quatre appuis.....	16
Figure II.6. Coupe transversale de l'acrotère.....	17
Figure II.7. Schéma de l'escalier.....	21
Figure .II.8. Escalier a deux volets (type 1).....	21
Figure II.9. Schéma statique de la volé 1.....	21
Figure II.10. Schéma statique de la volé 2.....	22
Figure .II.11.Cage d'ascenseur.....	23
Figure .II.12. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.....	24
Figure .II.13. Coupe transversale dans le plancher étage courant.....	24
Figure .II.14. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	25
Figure .II.15. Murs extérieurs.....	26
Figure .II.16. Murs intérieurs.....	26
Figure .II.17. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.....	29
Figure .II.18.Poteau « P <sub>1</sub> » de la descente de charges pour les étages courants.....	29
Figure .II.19.Poteau « P <sub>1</sub> » de la descente de charges pour le sous-sol.....	30
Figure .II.20. Poteau « P <sub>2</sub> » de la descente de charges.....	35

Figure .II.21. Section brute ( $B_r$ ).....	45
---	----

### **Chapitre III:**

Figure .III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	49
Figure .III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	49
Figure .III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	50
Figure .III.4.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	50
Figure .III.5. Disposition des poutrelles.....	52
Figure.III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	87
Figure.III.7. Schéma de la dalle D8.....	88
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D8.....	91
Figure.III.9. Schéma de la dalle D9.....	91
Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D9.....	97
Figure.III.11.schéma de la dalle.....	97
Figure. III.12.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	102
Figure .III.13. Vue en plan d'un acrotère.....	102
Figure.III.14. Section à ferrailer.....	105
Figure.III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	108
Figure.III.16.cage d'ascenseur.....	109
Figure. III.17.L'ascenseur.....	113
Figure III.18.vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	117
Figure III.19. Schéma statique des escaliers.....	118
Figure.III.20.Diagrammes des efforts tranchants.....	119
Figure.III.21.Diagrammes des moments à L' E.L.U.....	119
Figure III.22. Schéma statique des escaliers.....	120
Figure.III.23.Diagrammes des efforts tranchants. ....	120
Figure. III.24.Diagrammes des moments à L' E.L.S.....	120
Figure III.25.Schéma de ferrailage des escaliers.....	127

Figure.III.26.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	134
--	-----

#### **Chapitre IV :**

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	141
---------------------------------------	-----

Figure. IV.2 Disposition des voiles.....	142
--	-----

Figure.IV.3.1 <sup>er</sup> mode T= 0,904447 (translation suivant X).....	144
---	-----

Figure. IV.4. 2 <sup>ème</sup> mode T=0.737095 (translation suivant Y).....	144
---	-----

Figure. IV.5. 3 <sup>ème</sup> mode T=0.699237 (torsion autour de Z).....	145
---	-----

#### **Chapitre V :**

Figure V.1 Zone nodale.....	153
-----------------------------	-----

Figure V.2 Section d'un poteau.....	158
-------------------------------------	-----

Figure V.3 Coupe longitudinale.....	161
-------------------------------------	-----

Figure V.4 Ferrailage les poutres.....	173
--	-----

Figure V.5. Ferrailage de Voile des étages courant.....	180
---	-----

#### **Chapitre VI :**

Figure.VI.1 Schéma de rupture de la dalle du radier.....	187
--	-----

Figure.VI .2.Schéma de ferrailage du radier.....	190
--	-----

Figure VI.3 Section à ferrailer.....	194
--------------------------------------	-----

Figure.VI.4. Voile périphérique.....	198
--------------------------------------	-----

Figure.VI.5.Répartition des contraintes sur le voile.....	199
---	-----

Figure.VI.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	202
--	-----

# Liste des tableaux

## Chapitre I :

Tableau I.1. Les différentes valeurs de $\theta$ .....	9
Tableau I.2. $f_e$ En fonction du type d'acier.....	10
Tableau I.3 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	11

## Chapitre II :

Tableau .II.1.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux.....	24
Tableau .II.2.Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine.....	25
Tableau .II.3. Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....	25
Tableau .II.4. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs.....	26
Tableau .II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers.....	26
Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 d'escaliers type1.....	27
Tableau II.7.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type1 .....	28
Tableau .II.8. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P <sub>1</sub> .....	32
Tableau .II.9.La loi de dégression pour le poteau P <sub>1</sub> .....	32
Tableau.II.10.Evaluation des charges « G » pour le poteau P <sub>1</sub> .....	33
Tableau .II.11.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P <sub>2</sub> .....	39
Tableau .II.12.La loi de dégression pour le poteau P <sub>2</sub> .....	39
Tableau II.13.Evaluation des charges « G » pour le poteau P <sub>2</sub> .....	40
Tableau .II.14.L'effort normal ultime « N <sub>u</sub> » dans chaque niveau.....	42
Tableau. II.15.Vérification de la résistance (compression simple).....	44

Tableau .II.16.Vérification au flambement.....	45
Tableau II.17.Pré vérification de l'effort normal réduit.....	46

**Chapitre III :**

Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles.....	53
Tableau .III.2. Combinaisons d'action.....	55
Tableau .III.3. Sollicitations à l'ELU (type 1).....	56
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS (type 1).....	57
Tableau .III.5. Les moments isostatiques max en travées.....	58
Tableau .III.6. Sollicitations à l'ELU (type 2).....	60
Tableau .III.7. Sollicitations à l'ELS (type 2).....	61
Tableau .III.8. Sollicitations à l'ELU (type 3).....	61
Tableau .III.9. Sollicitations à l'ELS (type 3).....	62
Tableau .III.10. Sollicitations à l'ELU (type 4).....	62
Tableau .III.11. Sollicitations à l'ELS (type 4).....	63
Tableau .III.12. Sollicitations à l'ELU (type 5).....	65
Tableau .III.13. Sollicitations à l'ELS (type 5).....	66
Tableau .III.14. Sollicitations à l'ELU (type 6).....	66
Tableau .III.15. Sollicitations à l'ELS (type 6).....	67
Tableau .III.16. Sollicitations à l'ELU (type 7) .....	67
Tableau .III.17. Sollicitations à l'ELS (type 7).....	68
Tableau .III.18. Sollicitations à l'ELU (type 8).....	68
Tableau .III.19. Sollicitations à l'ELS (type 8).....	69
Tableau .III.20. Sollicitations à l'ELU (type 9).....	69

Tableau .III.21. Sollicitations à l'ELS (type 9) .....	70
Tableau .III.22. Sollicitations à l'ELU (type 10) .....	70
Tableau .III.23. Sollicitations à l'ELS (type 10) .....	70
Tableau .III.24. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.....	71
Tableau .III.25 . Les Sollicitations maximales.....	72
Tableau .III.26. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	82
Tableau .III.27. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	83
Tableau .III.28. Vérification des états limite de compression du béton.....	83
Tableau .III.29 .vérification des états limite de déformation.....	84
Tableau.III.30.Schéma de ferrailage des poutrelles.....	86
Tableau III.31. Le ferrailage de la dalle D8.....	89
Tableau III.32. Les résultats de ferrailage de la dalle D9.....	94
Tableau III.33. Les résultats de ferrailage de la dalle D3.....	100
Tableau III.34.Combinaison d'action.....	103
Tableau III.35. Résultats de calcule du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	111
Tableau III.36.Vérification des contraintes.....	112
Tableau III.37. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	115
Tableau.III.38 Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	134

#### **Chapitre IV :**

Tableau IV.1.Valeurs des pénalités $P_q$ .....	137
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	143
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.....	146
Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (Ex).....	146

Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y ( $E_y$ ).....	147
Tableau IV.6.Vérification de l'effort normal réduit.....	148
Tableau IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	148
Tableau IV.8.Vérification des déplacements.....	149
Tableau IV.9.Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	150

## **Chapitre V :**

Tableau.V.1 Sections finales des poteaux.....	152
Tableau V.2 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	153
Tableau V.3 Sollicitations dans les poteaux.....	155
Tableau V.4 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	155
Tableau V.5 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	156
Tableau V.6 Justification de l'effort normal réduit.....	158
Tableau V.7 Vérification des contraintes dans le béton.....	159
Tableau V.8 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	159
Tableau V.9 Schémas de ferrailage des poteaux.....	162
Tableau V.10 Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	166
Tableau V.11 Vérification des contraintes tangentielles.....	168
Tableau V.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	169
Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	169
Tableau V.14 Vérification de la flèche pour les poutres.....	170
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux.....	174
Tableau V.16 Les moments résistants dans les poutres.....	175
Tableau V.17 Vérification de la zone nodale.....	175

Tableau V.18 Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_y$  // à  $y-y'$  .....178

Tableau V.19 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_Y$  dans tous les niveaux.....178

Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x$  dans tous les niveaux.....179

## **Chapitre VI :**

Tableau VI .1.Section des armatures du radier.....187

Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....189

Tableau. VI.3 Sollicitations de la nervure transversale.....192

Tableau.VI.4 Sollicitations de la nervure longitudinale.....193

Tableau VI.5. Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....193

Tableau VI.6. Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....193

Tableau.VI.7 Résumé des résultats du ferrailage.....194

Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.....194

Tableau VI.9 .Vérification à L'ELS.....195

Tableau.VI.10 Vérification des contraintes.....195

Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.....200

Tableau.VI.12. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....202

# INDEXE

## Symboles et Notations :

<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><math>\sigma_{bc}</math></b>	Coordonnée en général, abscisse en particulier. Contrainte de compression du béton.

# Introduction générale

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

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

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

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux 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.

## I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (R+8+2 sous-sols), faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnels <<les oliviers>>, à usage multiple (habitations et commercial).

Classé d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2**, ayant une grande importance.

Le projet se trouve en aval de la rue de la santé longeant la périphérie nord de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaïa. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (moyenne sismicité).

### I.2.1 : Description architecturale :

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **34,85m**.

Hauteur des sous-sols : **3,4m**.

Hauteur du RDC : **3,57m**.

Hauteur des étages courants : **3,06m**.

Longueur de bâtiment : **28,05m**.

Largeur de bâtiment : **19,24 m**

La contrainte de sol est de **1,6 bar** avec un ancrage **de 2 m**. Le site est de catégorie **S3**, qui concerne les sols meubles.

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

## I.2.2. Description structurale

### ➤ Plancher :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

### ➤ Escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Maçonnerie :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10cm.

**L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps

**L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers

**L'infrastructure :** Comme dans notre cas le choix s'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

## I.3. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- CBA93. (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.2.

## I.4. Les états limites (BAEL91)

### I.4.1. Définition

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

Etat limite de service (ELS)

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

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

### I.4.2 Les hypothèses de calcul

#### I.4.2.1 E.L.U

1- conservation des sections planes, avant et après déformation.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle dans tous les cas et le diagramme rectangulaire simplifié est utilisé lorsque la section n'est pas entièrement comprimée.

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

**I.4.2.2 E.L.S**

1- conservation des sections planes, avant et après déformation.

2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

5-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-

béton.

6- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

**I.5 Les actions et Les sollicitations****I.5.1 Définition des 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.

On distingue :

**a) Actions permanentes (G)**

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure,
- Le poids des équipements fixes,
- Les forces de poussée des terres et des liquides
- Les déformations imposées à la structure.

**b) Actions variables (Q)**

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

- Les charges d'exploitation.
- les charges appliquées durant l'exécution.

- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

### c) Actions accidentelles ( $F_A$ )

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

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

**II.5.2. Les sollicitations** On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions soit permanentes (G), variables (Q), accidentelles ( $F_A$ )

### 1. Les combinaisons d'action

#### a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU : (BAEL 91/Version 99 Art 3.3.21)

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

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$G_{\max}$ : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement.

#### b) Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS : [1]

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \Psi_{0i} Q_i.$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

#### c. Sollicitations accidentelles : [1]

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} \times Q_i$$

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

$Q_i$  : Charge variable d'accompagnement.

$\Psi_1, \Psi_2$  : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

2. Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)

$$\begin{array}{l} \text{Situations durable :} \\ \text{Situations accidentelles:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS: } G + Q \\ G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E: \text{ Uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

Avec E : action du séisme.

## I.6 Les matériaux de construction

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

### I.6.1 Béton

Est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CEM 325 e dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

#### I.6.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton

a) Résistance caractéristique du béton à la compression  $f_{cj}$

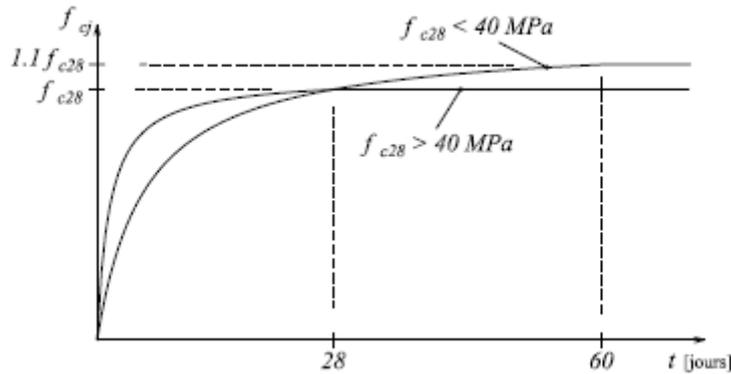
Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

$$\text{Si } j \leq 28j \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}. \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28}. \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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



**Figure I.1. Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton**

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment (CEM 325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

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

**b) Résistance caractéristique du béton à la traction  $f_{t_j}$ :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{t_j}$ , est définie par la relation:

$$f_{t_j} = \begin{cases} 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots \text{ (BAEL91/Art 2.1, 12)} \\ 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

d) Module déformation longitudinale du béton :

Les modules de Yong instantané  $E_{ij}$  :

Sont calculer pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 21)}$$

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28}=25$  MPa donne  $E_{ij}=32164.2$  MPa.

Les modules de Young différé  $E_{vj}$  :

Sont calculer pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton,

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 22)}$$

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28}=25$  MPa donne  $E_{v28}=10818.86$  MPa.

Module de déformation transversale du béton (G):Est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 3)}$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson,  $\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$

Pour le calcul des sollicitations, à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 \times E$

Pour le calcul des déformations, à l'ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 \times E$

f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ )

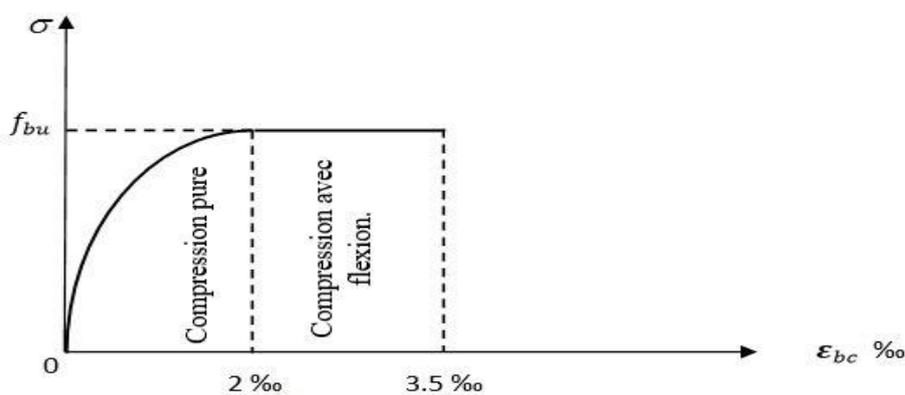


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$-f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.1.** Les différentes valeurs de  $\theta$ .

$\theta$	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

**I.6.2 L'acier :**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à dix pour mille (10 ‰) pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.6.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :**

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

Contraintes limites  $\sigma_s$  :

ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

ELS :

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2 :** fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

**Cas 3 :** fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5f_e; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{ pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{ pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

**I.6.2.2 : Principales armatures utilisées :**

**Tableau I.2.**  $f_e$  En fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

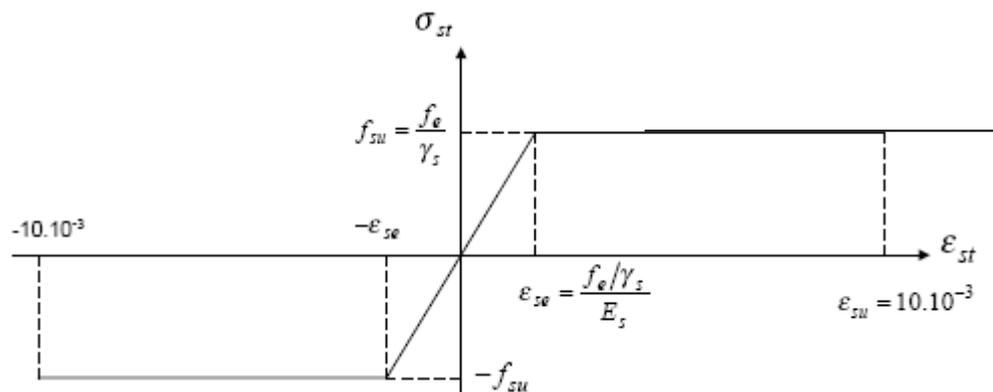
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000\text{MPa}$ .

**I.6.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :**

Le diagramme se compose de deux parties :

Droite de Hooke ( $\sigma = E_e \epsilon$ ) de pente  $E=2*10^5$  MPA indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).



**Figure I.3.** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

**I.6.3 Matériaux utilisé :**

**Tableau I.3 :** Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *Fissuration peut nuisible (FPN)	/
	* Fissuration nuisible (FN) :	201.63
	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	
	* Fissuration très nuisible (FTN) :	164.97
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$		



## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, le pré dimensionnement se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,...).

## II.2. pré dimensionnement des éléments

### II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils séparent entre deux étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance.

#### II.2.1.1. Planchers à corps creux

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

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

Avec :

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

$h_t$ : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = (442 - 30) = 412 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{412}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,31 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 16 + 4 = 20$  cm)

- $h_{cc} = 16$  cm : Hauteur du corps creux.

- $h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression

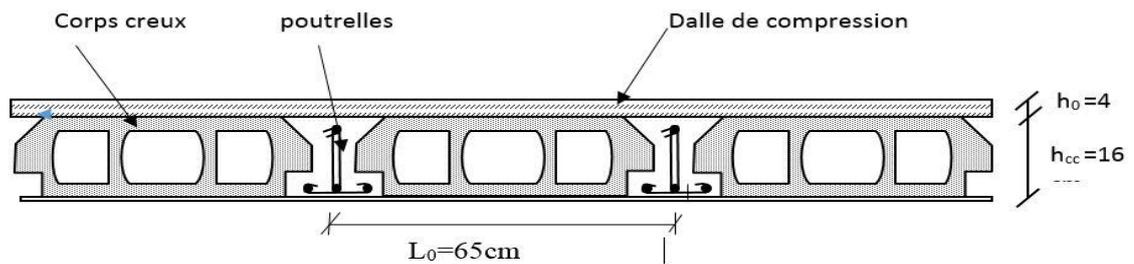


Figure II.1 : Plancher à corps creux

### 1. Poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

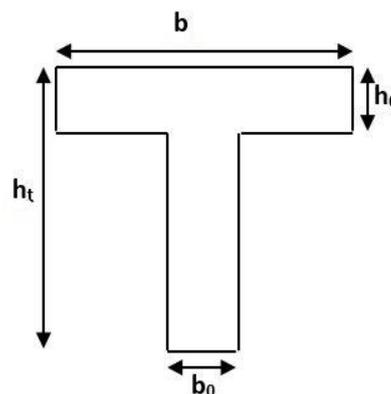


Fig. II.2 : Schéma poutrelle

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre nus de poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_y = 345 \text{ cm}$ ).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12 \quad ; \text{ On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 285 - 30 = 255 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{255}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  $b = 65 \text{ cm}$

### II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

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

#### a) Résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. Avec  $\rho \leq 0,4$ .
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à  $L_x$ .
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire.  $\rho > 0,4$

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

#### b) Résistance au feu

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

#### c) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage de l'ascenseur, rampe, et quelques panneaux. On distingue trois types :

#### 1. Dalle sur deux appuis

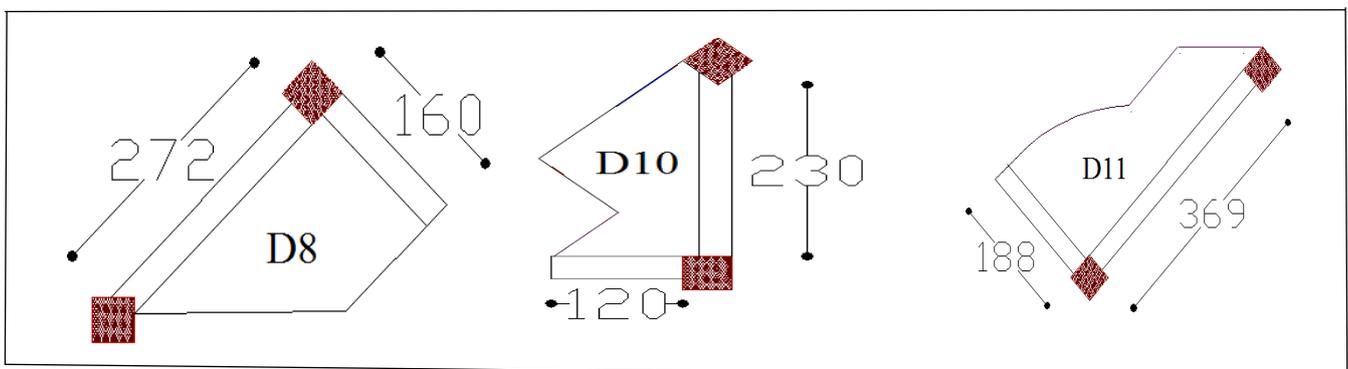


Fig. II.3. Les dalles sur deux appuis

- **D8** :  $L_x=160$  cm ;  $L_y=272$  cm

$$\rho = \frac{160}{272} = 0,58 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Leftrightarrow 3,55 \leq e \leq 4 \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

- **D10** :  $L_x=120$  cm ;  $L_y=230$  cm

$$\rho = \frac{120}{230} = 0,52 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Leftrightarrow 2,66 \leq e \leq 3 \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

- **D11** :  $L_x=188$  cm ;  $L_y=369$  cm

$$\rho = \frac{188}{369} = 0,51 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{188}{45} \leq e \leq \frac{188}{40} \Leftrightarrow 4,17 \leq e \leq 4,7 \Rightarrow e = 4,5 \text{ cm}$$

## 2. dalle sur trois appuis

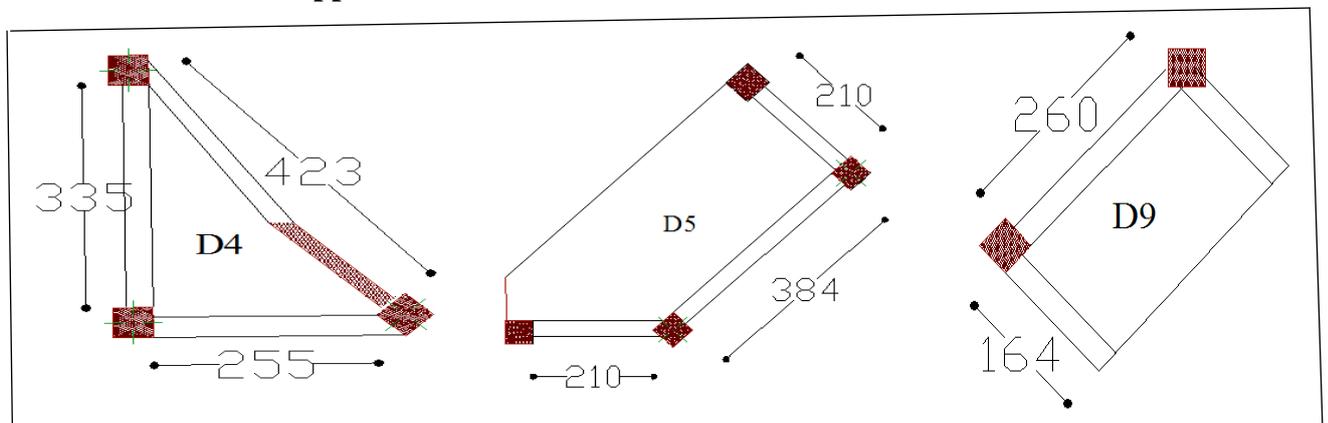


Fig. II.4 : Les dalles sur trois appuis

- **D4** :  $L_x=335$  cm ;  $L_y=423$  cm

$$\rho = \frac{335}{423} = 0,79 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{335}{45} \leq e \leq \frac{335}{40} \Leftrightarrow 7,44 \leq e \leq 8,38 \Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

- **D5** :  $L_x=210$  cm ;  $L_y=384$  cm

$$\rho = \frac{210}{384} = 0,54 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Leftrightarrow 4,66 \leq e \leq 5,25 \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

- **D9** :  $L_x=164$  cm ;  $L_y=260$  cm

$$\rho = \frac{164}{260} = 0,63 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{164}{45} \leq e \leq \frac{164}{40} \Leftrightarrow 3,64 \leq e \leq 4,1 \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

### 3. dalle sur quatre appuis

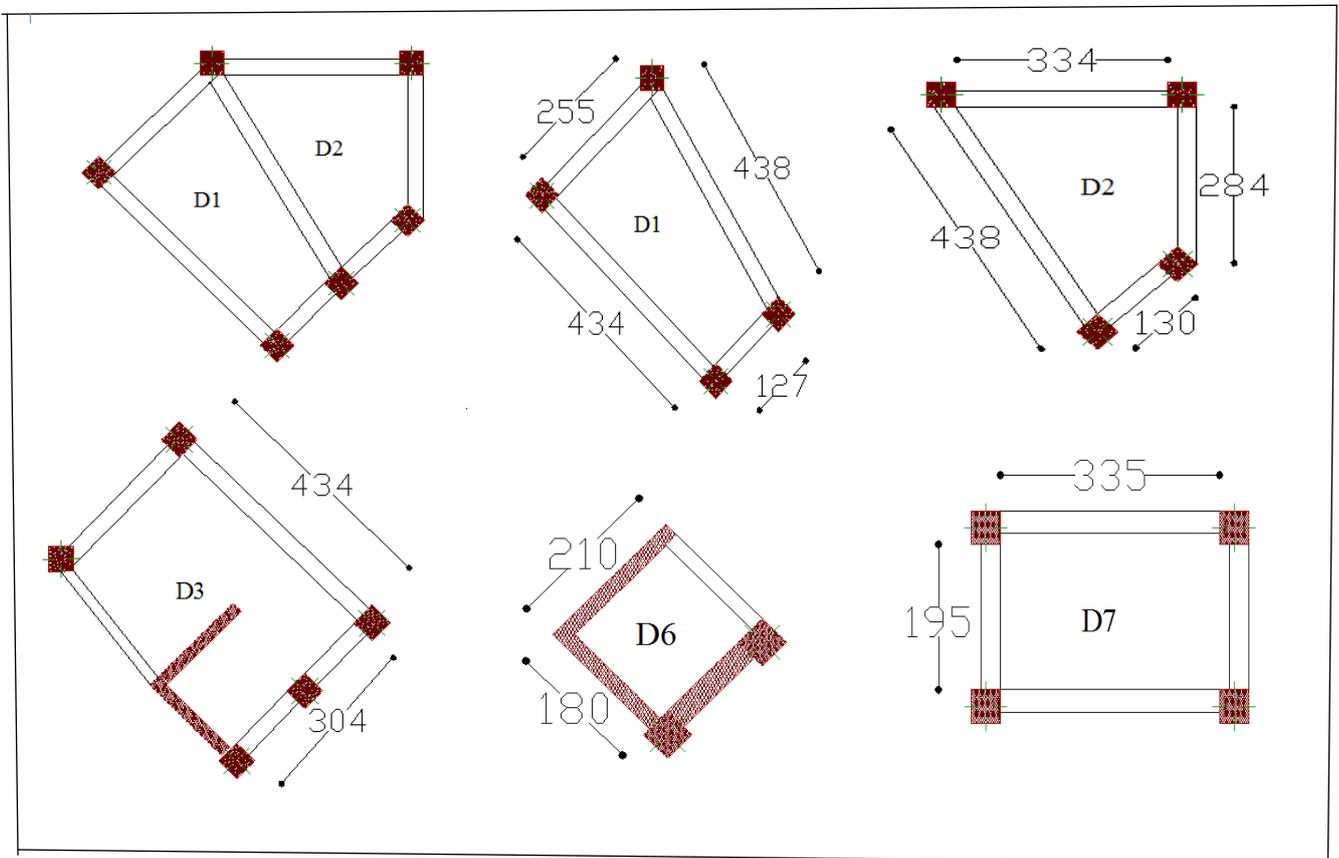


Fig. II.5 : Les dalles sur quatre appuis

- **D1** :  $L_x=255$  cm ;  $L_y=438$  cm

$$\rho = \frac{255}{438} = 0,58 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{255}{45} \leq e \leq \frac{255}{40} \Leftrightarrow 5,67 \leq e \leq 6,38 \Rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

- **D2** :  $L_x=334$  cm ;  $L_y=438$  cm

$$\rho = \frac{334}{438} = 0,76 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{334}{45} \leq e \leq \frac{334}{40} \Leftrightarrow 7,42 \leq e \leq 8,35 \Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

- **D3** :  $L_x=304$  cm ;  $L_y=434$  cm

$$\rho = \frac{304}{434} = 0,7 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{304}{45} \leq e \leq \frac{304}{40} \Leftrightarrow 6,75 \leq e \leq 7,6 \Rightarrow e = 7,5 \text{ cm}$$

- **D6** :  $L_x=180$  cm ;  $L_y=210$  cm

$$\rho = \frac{180}{210} = 0,85 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \Leftrightarrow 4 \leq e \leq 4,5 \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

- **D7** :  $L_x=195$  cm ;  $L_y=335$  cm

$$\rho = \frac{195}{335} = 0,58 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40} \Leftrightarrow 4,33 \leq e \leq 4,88 \Rightarrow e = 4,5 \text{ cm}$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu  $e \geq 11$  cm.

D'où on adopte pour une épaisseur :

- $e=12$  cm, pour les dalles pleine.

### II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

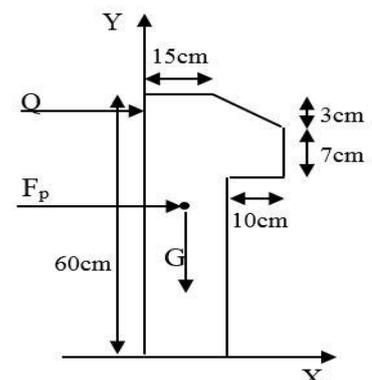


Fig. II.6. Coupe transversale de l'acrotère.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$S_{\text{acr}} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{\text{acr}} = 0.0985 \text{ m}^2.$$

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$ .
- Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 1.5 \text{ cm}$ ) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$ .
- Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2 \text{ cm}$ ) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}.$$

La charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$S$  : surface de la section droite de l'acrotère.

$G_1$  : poids propre de l'acrotère.

$G_2$  : enduit de ciment.

$W_p$  : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

$A$  : coefficient d'accélération de zone (zone IIa, groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0.15$ ).

$C_p$  : facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 ( $C_p = 0.8$ ).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 \Rightarrow F_p = 1.38 \text{ KN}$$

### II.2.3. Les voiles.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$a \geq \max [h_e / 22, 15 \text{ cm}]. \quad \text{RPA99 (article 7.7.1)}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage.

$a$  : épaisseur du voile.

On a :

$h_e = 3,4 \text{ m}$  pour les sous-sols

$h_e = 3,57 \text{ m}$  pour le RDC

$h_e = 3,06 \text{ m}$  pour les étages courants.

$$a \geq \frac{340}{22.15} = 15,35 \text{ cm} \quad (\text{sous-sols}).$$

$$a \geq \frac{357}{22.15} = 16,12 \text{ cm} \quad (\text{RDC}).$$

$$a \geq \frac{306}{22.15} = 13,81 \text{ cm} \quad (\text{étages courants}).$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\begin{cases} a=20\text{cm pour les sous-sols +RDC.} \\ a=15\text{cm pour les étages courants.} \end{cases}$$

### II.2.4.les poutres

Selon le BAEL 91 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

#### 1. les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

- Détermination de 'h' :

$$\text{-Sous charges verticales : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 510-30=480\text{cm}$$

$$32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

$$\text{-Sous charges horizontales : } h \geq \frac{L}{12} \Rightarrow h \geq 40\text{cm}.$$

Nous opterons pour **h = 45 cm.**

- Détermination de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}.$$

Nous opterons pour **b = 30cm.**

$$\text{Et donc : } \begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérfifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié} \\ h / b \leq 4.00 \dots \text{Vérfifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

Vérification :

$$b > 20 \text{ cm} \qquad h > 30 \text{ cm} \qquad h/b = 1,5 < 4$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

## 2. les poutres secondaires

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

$$\text{-Sous charges verticales : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 442 - 30 = 412 \text{ cm}$$

$$27,47 \text{ cm} \leq h \leq 41,2 \text{ cm}$$

$$\text{-Sous charges horizontales : } h \geq \frac{L}{12} \quad \Rightarrow h \geq 34,5 \text{ cm.}$$

Nous opterons pour  $\mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$

- Détermination de b :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \quad \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Nous opterons pour  $\mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$

### II.2.5. Pré dimensionnements des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) :  $e$  (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (projection horizontale de paillasse)
- (3) :  $g$  (Giron)
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

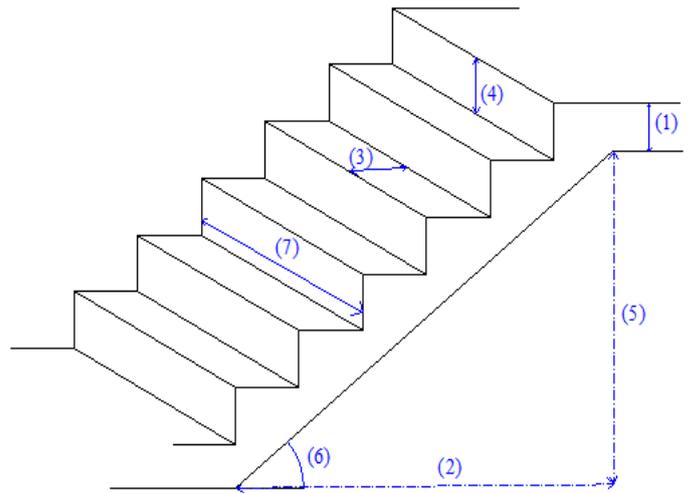


Figure II.7. Schéma de l'escalier

H : Hauteur d'étage

Notre projet présente 1 seule type d'escalier :

-**Ce type d'escalier** a deux volées avec un palier intermédiaire (du RDC au 7<sup>ème</sup> étage).

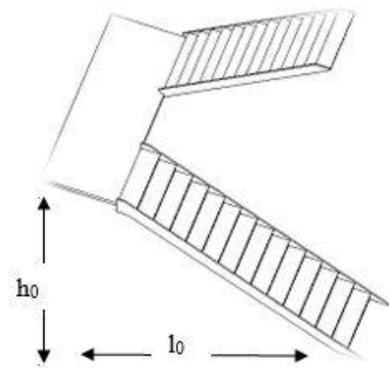


Figure II.8. Escalier à deux volets (type 1)

### II.2.5.1 Escalier à deux volées

- volées 1 (Du 1<sup>er</sup> étage au 7<sup>ème</sup>)

$L_0 = 2,4\text{m}$

$H_0 = 1,53\text{m}$ .

$L_p = 1,7\text{m}$ .

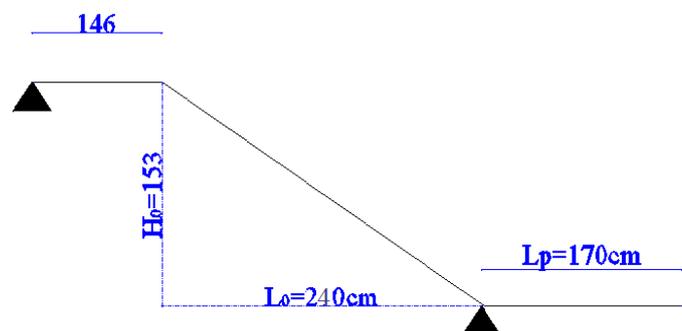


Figure II.9. Schéma statique de la volée 1

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,53 + 2,4) n + 2 \times 1,53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2)

On trouve :  $n=9$  (nombre de contre marche).

$$n-1=8(\text{nombre de marche}).$$

$$\text{Donc : } h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2,4}{\cos(32,52^\circ)} \Rightarrow L = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L+lp}{30} \leq e \leq \frac{L+lp}{20}$$

$$\frac{285+170}{30} \leq e \leq \frac{285+170}{20} \Rightarrow e = 17 \text{ cm.}$$

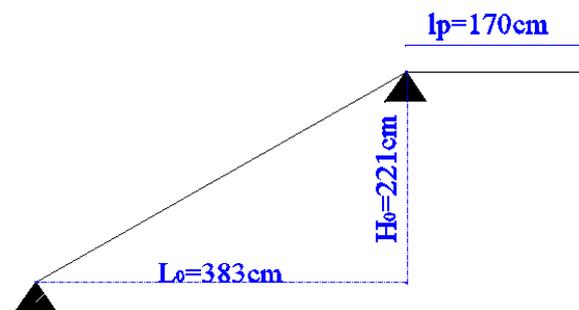
- **2<sup>ème</sup> volée** (volées du RDC)

$$L_0=383 \text{ cm}$$

$$H_0=221 \text{ cm}$$

$$L_p=170 \text{ cm}$$

En remplaçant dans l'équation (2)



**Figure II.10.** Schéma statique de la volée 2

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 2,21 + 3,83) n + 2 \times 2,21 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :  $n=13$  (nombre de contre marche).

$$n-1=12(\text{nombre de marche}).$$

$$\text{Donc : } h = \frac{221}{13} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{383}{12} = 32 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{2.21}{3.83} \Rightarrow \alpha = 29.985^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{3.83}{\cos(29.985^\circ)} \Rightarrow L = 4.42 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L + lp}{30} \leq e \leq \frac{L + lp}{20}$$

$$\frac{442 + 170}{30} = 20.4 \leq e \leq \frac{442 + 170}{20} = 30.6 \Rightarrow e = 24 \text{ cm.}$$

### II.2.6. Ascenseur

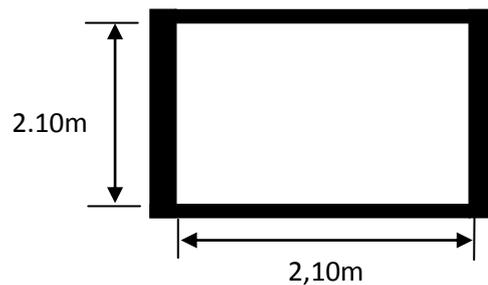
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

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  $L=210$  cm.
- l : largeur de l'ascenseur  $l=210$  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



**Figure .II.11.** Cage d'ascenseur

### II.3. Evaluation des charges et surcharges :

#### II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

##### II.3.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :

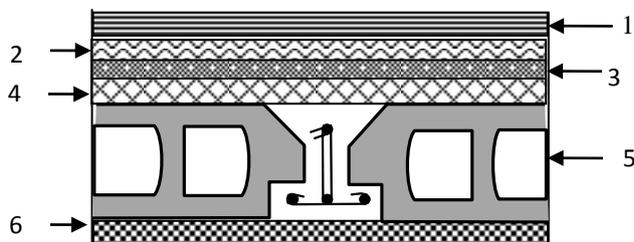


Figure .II.12. Coupe transversale dans  
Le plancher terrasse inaccessible.

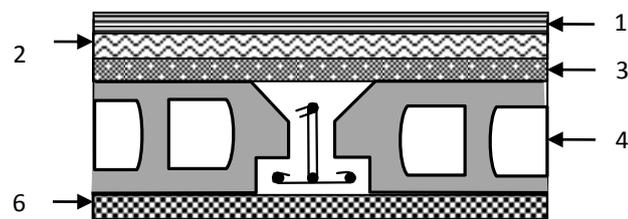


Figure .II.13. Coupe transversale dans  
Le plancher étage courant.

Tableau .II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux

Plancher	réfèrent	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	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.75</b>	<b>1</b>
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	0,9	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.23</b>	<b>1.5</b>

## II.3.1.2. plancher à dalle pleine :

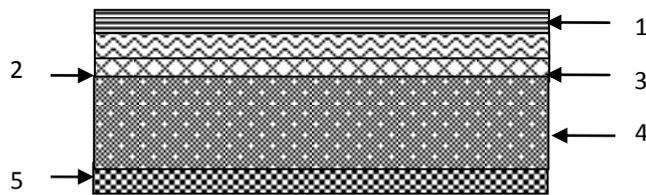


Figure II.14. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Dalle pleine	25	0,12	3
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>4.48</b>

Avec : G : charges permanentes.

Tableau II.3. Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )			
balcons	Terrasse inaccessible	Plancher à usage d'habitation	Plancher à usage commercial
3,5	1	1,5	5

Avec : Q : charges d'exploitations

II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs

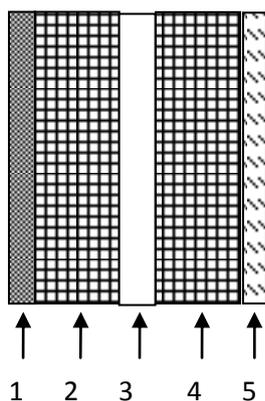


Figure .II.15.Murs extérieurs.

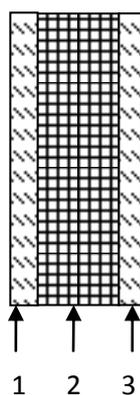


Figure .II.16. Murs intérieurs.

Tableau .II.4. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.3.3.1.les paliers :

Tableau .II.5.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>	25	0,15	3,755	
<b>Carrelage</b>	22	0.02	0.44	

<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.40	2.5
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>5,23</b>	<b>2.5</b>

### II.3.3.2. Les volées

#### II.3.3.2.1: Les volées 1et 2

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

- Poids de la pailleasse 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.6.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 d'escaliers type1

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	0,17	4,25	2,5
<b>Les marches</b>		22	h/2	1,87	
<b>Carrelage</b>	<b>horizontal</b>	22	0,02	0,44	
	<b>Vertical</b>	22	0,02h/g	0,25	
	<b>Total</b>	/	/	0,69	
<b>Mortier de pose</b>	<b>horizontal</b>	20	0,02	0,40	
	<b>vertical</b>	20	0,02h/g	0,22	
	<b>Total</b>	/	/	0,62	
<b>Enduit de plâtre</b>		18	0,015	0,27	
<b>Total</b>		/	/	<b>7,7</b>	

**Tableau II.7.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type1 :

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	0,24	6	2,5
Les marches		22	h/2	1,87	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,23	
	Total	/	/	0,67	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,21	
	Total	/	/	0,61	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,27	
Total		/	/	<b>9.42</b>	

**II.4. Descente de charge:**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

En considérant d'après les plans d'architecture et les limites imposées par le RPA99, on prévoit plusieurs sections afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

**La loi de dégression (DTR-BC2-2) des charges d'exploitation :**

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation ;

Pour les plancher à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

-Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

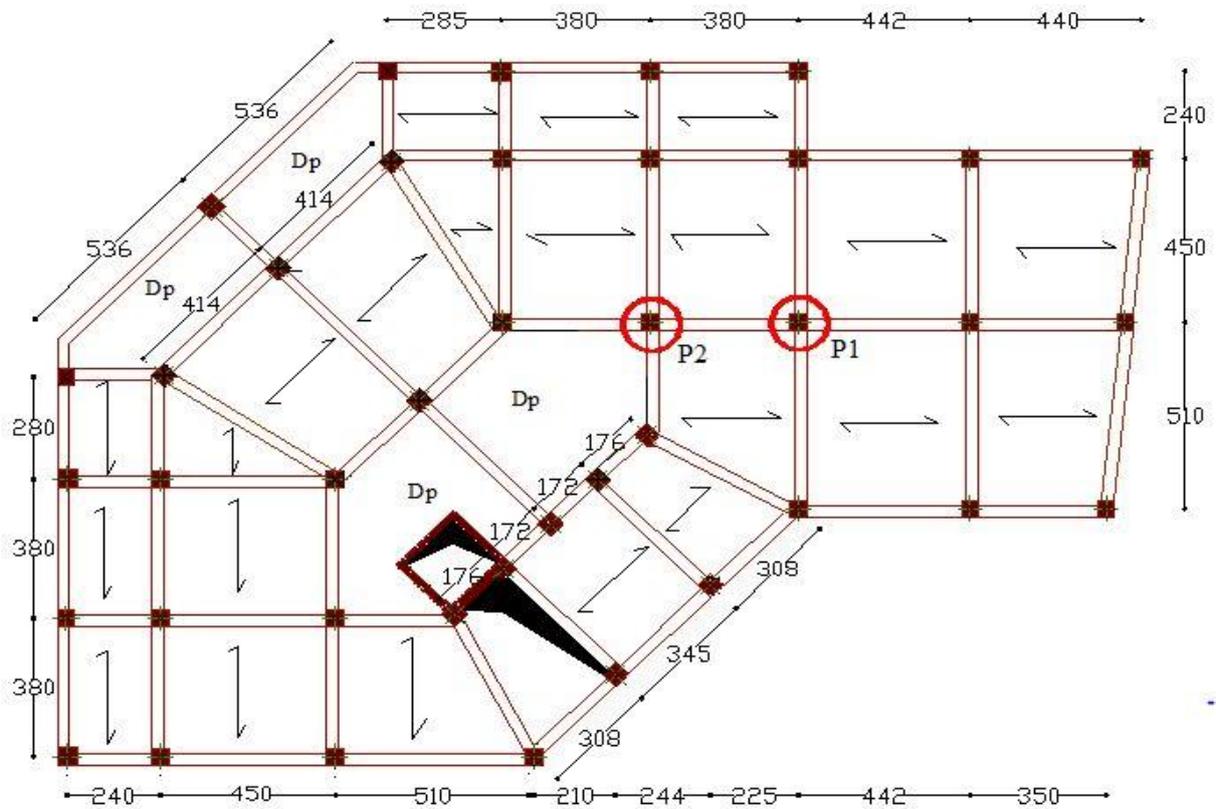


Figure II.17. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge

A) Poteau « P<sub>1</sub> »

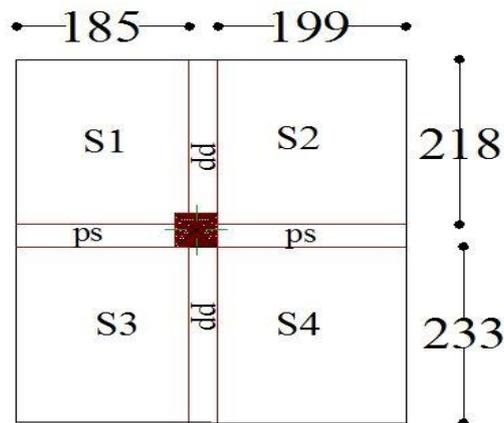


Figure II.18. Poteau « P<sub>1</sub> » de la descente de charges pour les étages courants.

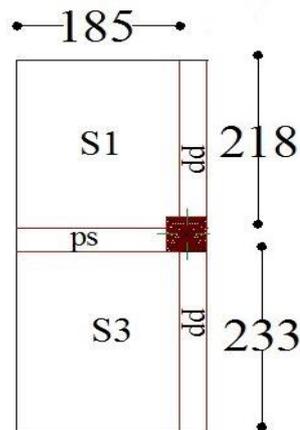


Figure. II.19. Poteau « P<sub>1</sub> » de la descente de charges pour le sous-sol.

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×40).
  - Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
  - Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
  - Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

- **Calcul des surfaces afférentes :**

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

$$S_1 = 1,85 \times 2,18 = 4,033 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,99 \times 2,18 = 4,338 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,85 \times 2,33 = 4,31 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,99 \times 2,33 = 4,637 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff1}} = 17,318 \text{ m}^2 \quad \text{pour les étages courants}$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff1}} = S_1 + S_3 = 8,34 \text{ m}^2 \text{ pour les sous-sols}$$

- **La longueur des pp.**

$$L_{\text{pp1}} = 2,18 + 2,33 = 4,51 \text{ m}$$

- **La longueur de ps.**

$$L_{\text{ps1}} = 1,99 + 1,85 = 3,84 \text{ m pour le RDC et l'étage courant}$$

$$L_{\text{ps1}} = 1,85 \text{ m pour les sous-sols}$$

❖ **Calcul des surfaces afférentes :**

• **Terrasse inaccessible :**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = (1,85 + 0,3 + 1,99) \times (2,18 + 0,3 + 2,33) = 19,91 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 19,91 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (1,85 \times 2,18) + (1,99 \times 2,18) + (1,99 \times 2,33) + (1,85 \times 2,33) = 17,318 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 17,318 \text{ m}^2.$$

• **Plancher de l'étage courant :**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = (1,85 + 0,3 + 1,99) \times (2,18 + 0,3 + 2,33) = 19,91 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 19,91 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (1,85 \times 2,18) + (1,99 \times 2,18) + (1,99 \times 2,33) + (1,85 \times 2,33) = 17,318 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 17,318 \text{ m}^2.$$

• **Plancher du sous-sol:**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = (1,85 + 0,3) \times (2,18 + 0,3 + 2,33) = 10,34 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 10,34 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (1,85 \times 2,18) + (1,85 \times 2,33) = 8,34 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 8,34 \text{ m}^2.$$

• **Calcul de poids propre :**

- Pour plancher terrasse inaccessible :  $G = 5,75 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,75 \times 17,318 = 99,58 \text{ KN}$$

- Pour plancher de l'étage courant et RDC :  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,23 \times 17,318 = 90,57 \text{ KN}$$

- Pour plancher à usage commercial sous-sol:  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,23 \times 8,34 = 43,62 \text{ KN}$$

- Pour les poteaux :

$h = 2,76 \text{ m}$  pour étage courant,  $h = 3,27 \text{ m}$  pour RDC,  $h = 3,10 \text{ m}$  pour sous-sol

- **P (40x40) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 11,04 \text{ KN}$  (8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage)

- **P (45x45) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 13.97 \text{ KN}$  (6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 17.25 \text{ KN}$  (4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)
- **P (55x55) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 20.87 \text{ KN}$  (1<sup>ème</sup> étage)  
 $P = 24,73 \text{ KN}$  (RDC)  
 $P = 23,44 \text{ KN}$  (sous-sol).
- Pour les poutres :
  - Poutres secondaires(PS) :  $PS = 25 \times (0.3 \times 0.40) \times 3,84 = 11,52 \text{ KN}$  (RDC et EC)
  - Poutres secondaires(PS) :  $PS = 25 \times (0.3 \times 0.40) \times 1,85 = 5,55 \text{ KN}$  (sous-sol)
  - Poutres principales(PP) :  $PP = 25 \times (0.3 \times 0.45) \times 4,51 = 15,22 \text{ KN}$

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau P<sub>1</sub> :**

Surcharge sur terrasse

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

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 :

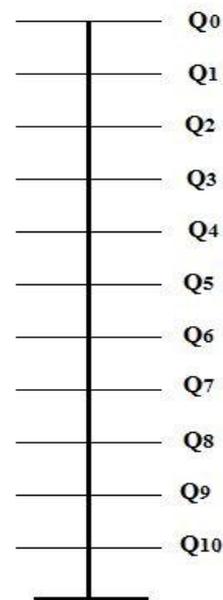
**Tableau. II.8.** Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P<sub>1</sub>

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	19,91
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 <sup>ème</sup> étage	1,5	29,865
RDC et Sous-sol	5	51,7

- les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.9.** La loi de dégression pour le poteau P<sub>1</sub>

Q <sub>i</sub>	Q (KN)
Q <sub>0</sub>	19,91
Q <sub>1</sub>	49,78
Q <sub>2</sub>	76,65
Q <sub>3</sub>	100,55
Q <sub>4</sub>	121,45
Q <sub>5</sub>	139,37
Q <sub>6</sub>	154,30
Q <sub>7</sub>	169,24
Q <sub>8</sub>	215,34



$Q_9$	267,03
$Q_{10}$	318,71

- Evaluation des charges « G » pour le poteau  $P_1$

Tableau .II.10.Evaluation des charges « G » pour le poteau  $P_1$ 

$G_i$	Désignation	G total (KN)
$G_0$	Terrasse inaccessible	99,58
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteaux (40x40)	11.04
	<b>Total</b>	<b>137,36</b>
$G_1$	Venant de $G_0$	137,36
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (40x40)	11.04
<b>Total</b>	<b>265,71</b>	
$G_2$	Venant de $G_1$	265,71
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (45x45)	13.97
<b>Total</b>	<b>396,99</b>	
$G_3$	Venant de $G_2$	369,99
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (45x45)	13.97
<b>Total</b>	<b>501,27</b>	
$G_4$	Venant de $G_3$	501,27

	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	
	PP (30x45)	11,52
	Poteau (50x50)	15,22
		17,25
	<b>Total</b>	<b>635,83</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	635,83
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (50x50)	17,25
	<b>Total</b>	<b>770,39</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	770,39
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (50x50)	17,25
	<b>Total</b>	<b>904,95</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	904,95
	Poids du plancher étage courant	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (55x55)	20,87
	<b>Total</b>	<b>1043,13</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	1043,13
	Poids du plancher RDC	90,57
	PS (30x40)	11,52
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (55x55)	24,73
	<b>Total</b>	<b>1185,17</b>

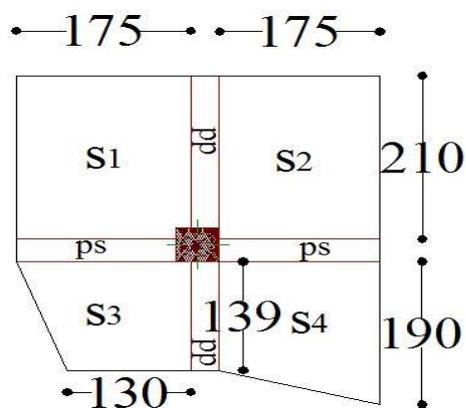
<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	1185,17
	Poids du plancher sous-sol	43,62
	PS (30x40)	5,55
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (55x55)	23,44
	<b>Total</b>	<b>1273,00</b>
<b>G<sub>10</sub></b>	Venant de G <sub>9</sub>	1273,00
	Poids du plancher sous-sol	43,62
	PS (30x40)	5,55
	PP (30x45)	15,22
	Poteau (55x55)	23,44
	<b>Total</b>	<b>1360,83</b>

A la base :  $\begin{cases} G = 136,083 \text{ t} \\ Q = 31,871 \text{ t} \end{cases}$  et pour le poteau **P1**

$$N_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (1360,83) + 1.5 (318,71) = 2315,19 \text{ KN}$$

$$N_{s1} = G + Q = 1360,83 + 318,71 = 1679,54 \text{ KN}$$

**B) poteau « P<sub>2</sub> »**



**Figure. II.20.**Poteau « P<sub>2</sub> » de la descente de charges.

- **Calcul de la surface afférente :**

$$S_{\text{aff2 cc}} = S_1 + S_2 + S_4$$

$$S_1 = 1,75 \times 2,1 = 3,68 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,75 \times 2,1 = 3,68 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 2,88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff2 cc}} = S_1 + S_2 + S_4 = 10,24 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{(1,75+1,3) \times 1,39}{2} = 2,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff2 DP}} = S_3 = 2,12 \text{ m}^2$$

- **La longueur des pp.**

$$L_{\text{pp2}} = 2,1 + 1,39 = 3,49 \text{ m}$$

- **La longueur de ps.**

$$L_{\text{ps2}} = 1,75 + 1,75 = 3,5 \text{ m.}$$

- **Poutres principales (30×45).**

- **Poutres secondaires (30×40).**

✓ Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

✓ Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$

✓ Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

- **Terrasse inaccessible :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{Q cc}} = (1,75 + 0,3 + 1,75) \times (2,10 + 0,3) + \frac{(1,39 + 1,9) \times 1,75}{2} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q cc}} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Q dp}} = \frac{(1,75 + 0,3 + 1,30 + 0,3) \times 1,39}{2} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q dp}} = 2,54 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{G_{cc}} = (1,75 \times 2,10) + (1,75 \times 2,1) + \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{cc}} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$S_{G_{Dp}} = \frac{(1,75+1,3) \times 1,39}{2} = 2,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{Dp}} = 2,12 \text{ m}^2$$

- **Plancher de l'étage courant :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{Q_{cc}} = (1,75+0,3+1,75) \times (2,10+0,3) + \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{cc}} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{Dp}} = \frac{(1,75+0,3+1,30+0,3) \times 1,39}{2} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{Dp}} = 2,54 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{G_{cc}} = (1,75 \times 2,10) + (1,75 \times 2,1) + \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{cc}} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$S_{G_{Dp}} = \frac{(1,75+1,3) \times 1,39}{2} = 2,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{Dp}} = 2,12 \text{ m}^2$$

- **Plancher du sous-sol:**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{Q_{cc}} = (1,75+0,3+1,75) \times (2,10+0,3) + \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{cc}} = 12,00 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{Dp}} = \frac{(1,75+0,3+1,30+0,3) \times 1,39}{2} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{Dp}} = 2,54 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{G_{cc}} = (1,75 \times 2,10) + (1,75 \times 2,1) + \frac{(1,39+1,9) \times 1,75}{2} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{cc}} = 10,24 \text{ m}^2$$

$$S_{G_{Dp}} = \frac{(1,75+1,3) \times 1,39}{2} = 2,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{Dp}} = 2,12 \text{ m}^2.$$

- **Calcul de poids propre :**

- Pour plancher terrasse inaccessible :  $G=5,75 \text{ KN/m}^2$

$$*P_{cc}=G \times S_{cc} = 5,75 \times 10,24 = 58,88 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = 4,48 \text{ KN/m}^2$$

$$*P_{DP}=G_{DP} \times S_{DP} = 4,48 \times 2,12 = 9,50 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = p_{cc} + p_{DP} = 68,38 \text{ KN}$$

- Pour plancher EC, RDC et S-SOL:  $G=5,23 \text{ KN/m}^2$

$$*P_{cc}=G \times S_{cc} = 5,23 \times 10,24 = 53,56 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = 4,48 \text{ KN/m}^2$$

$$*P_{DP}=G_{DP} \times S_{DP} = 4,48 \times 2,12 = 9,5 \text{ KN}$$

$$P = p_{cc} + p_{DP} = 63,06 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 63,06 \text{ KN}$$

- **Pour les poteaux :**

$h=2,76 \text{ m}$  pour étage courant,  $h=3,27 \text{ m}$  pour RDC,  $h=3,10 \text{ m}$  pour sous-sol

- **P (40x40) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 11,04 \text{ KN}$  (8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage)
- **P (45x45) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 13,97 \text{ KN}$  (6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 17,25 \text{ KN}$  (4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)
- **P (55x55) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 20,87 \text{ KN}$  (1<sup>ère</sup> étage)

$$P = 24,73 \text{ KN (RDC)}$$

$$P = 23,44 \text{ KN (sous-sol).}$$

- **Pour les poutres :**

- Poutres secondaires(PS) :  $PS = 25 \times (0,3 \times 0,40) \times 3,5 = 10,5 \text{ KN}$
- Poutres principales(PP) :  $PP = 25 \times (0,3 \times 0,45) \times 3,49 = 11,78 \text{ KN}$

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau P<sub>2</sub> :**

Surcharge sur terrasse

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

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{Dp} = 1 \times 12 + 1 \times 2,54 = 14,54 \text{ KN}$$

Surcharge sur les plancher d'habitation

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

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{Dp} = 1,5 \times 12 + 1,5 \times 2,54 = 23,72 \text{ KN}$$

- Surcharge sur les plancher commercial

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

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{Dp} = 5 \times 12 + 5 \times 2,54 = 72,70 \text{ KN}$$

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

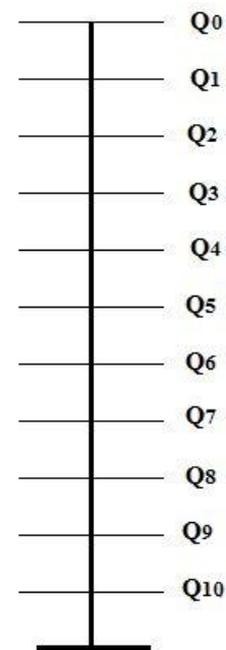
**Tableau .II.11.**Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P<sub>2</sub>

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	14,54
1 <sup>er</sup> , 2, 3, 4, 5, 6, 7,8émeétage	1,5	23,72
RDC et Sous-sol	5	72,70

- **L'application de la loi de dégression :** les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .II.12.**La loi de dégression pour le poteau P<sub>2</sub>

Q <sub>i</sub>	Q (KN)
Q <sub>0</sub>	14,54
Q <sub>1</sub>	38,26
Q <sub>2</sub>	59,61
Q <sub>3</sub>	78,58
Q <sub>4</sub>	97,56
Q <sub>5</sub>	109,42
Q <sub>6</sub>	121,28
Q <sub>7</sub>	133,14
Q <sub>8</sub>	145,00
Q <sub>9</sub>	217,70
Q <sub>10</sub>	290,40



- Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>2</sub>

Tableau .II.13.Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>2</sub>

G <sub>i</sub>	Désignation	G total (KN)
G <sub>0</sub>	Terrasse inaccessible	68 ,38
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteaux (40x40)	11.04
	<b>Total</b>	<b>101,70</b>
G <sub>1</sub>	Venant de G <sub>0</sub>	101,70
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (40x40)	11.04
	<b>Total</b>	<b>198,08</b>
G <sub>2</sub>	Venant de G <sub>1</sub>	198,08
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (45x45)	13.97
	<b>Total</b>	<b>297,39</b>
G <sub>3</sub>	Venant de G <sub>2</sub>	297,39
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (45x45)	13.97
	<b>Total</b>	<b>396,70</b>
G <sub>4</sub>	Venant de G <sub>3</sub>	<b>396 ,70</b>
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	

	PP (30x45)	10,50
	Poteau (50x50)	11,78
		17.25
	<b>Total</b>	<b>499,29</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	499,29
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (50x50)	17.25
	<b>Total</b>	<b>601,88</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	601,88
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (50x50)	17.25
	<b>Total</b>	<b>704,47</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	704,47
	Poids du plancher étage courant	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (55x55)	20.87
	<b>Total</b>	<b>810,68</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	810,68
	Poids du plancher RDC	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (55x55)	24,73
	<b>Total</b>	<b>920,75</b>

<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	920,75
	Poids du plancher sous-sol	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (55x55)	23,44
	<b>Total</b>	<b>1029,53</b>
<b>G<sub>10</sub></b>	Venant de G <sub>9</sub>	1029,53
	Poids du plancher sous-sol	63,06
	PS (30x40)	10,50
	PP (30x45)	11,78
	Poteau (55x55)	23,44
	<b>Total</b>	<b>1138,31</b>

A la base :  $\begin{cases} G = 113,831 \text{ t} \\ \text{et} \\ Q = 29,040 \text{ t} \end{cases}$  pour le poteau **P2**

$$N_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 135 (1138,31) + 1,5 (290,40) = 1972,32 \text{ KN}$$

$$N_{s2} = G + Q = 1138,31 + 290,40 = 1428,71 \text{ KN}$$

On remarque que le poteau (p<sub>1</sub>) est le plus sollicité sous charges verticales.

$G_{\text{total}} = 1433,94 \text{ KN}$  et  $Q_{\text{total}} = 318,71 \text{ KN}$ .

- **Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub> :** N<sub>u</sub> est calculé comme suit :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ .

**Tableau .II.14.** L'effort normal ultime « N<sub>u</sub> » dans chaque niveau

Niveau	Q (KN)	G(KN)	N <sub>u</sub> (KN)
<b>N<sub>1</sub></b>	<b>19,91</b>	137,36	215,30
<b>N<sub>2</sub></b>	<b>49,78</b>	265,71	433,38
<b>N<sub>3</sub></b>	<b>76,65</b>	396,99	650,91

<b>N<sub>4</sub></b>	<b>100,55</b>	501,27	827,54
<b>N<sub>5</sub></b>	<b>121,45</b>	635,83	1040,55
<b>N<sub>6</sub></b>	<b>139,37</b>	770,39	1249,08
<b>N<sub>7</sub></b>	<b>154,30</b>	904,95	1453,13
<b>N<sub>8</sub></b>	<b>169,24</b>	1043,13	1662,09
<b>N<sub>9</sub></b>	<b>215,34</b>	1185,17	1922,99
<b>N<sub>10</sub></b>	<b>267,03</b>	1273,00	2119,09
<b>N<sub>11</sub> (base)</b>	<b>318,71</b>	1360,83	<b>2315,19</b>

#### II.4.1 Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1360,83 + 1.5 \times 318,71 = 2315,19 \text{ KN}$$

$$N_u = 231,519t$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal à la base est de **231,519t**.

Donc l'effort normal maximal a la base est :  $N_u = 1.1 \times 231,519 = 254,67t$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2546,7 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,1793 m^2$$

$$B \geq 0,1793 m^2$$

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

**Tableau. II.15.** Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N <sub>U</sub> (MN)	B (m <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Sous-sol ; RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2546,71×10 <sup>-3</sup>	3025×10 <sup>-4</sup>	8,42	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1598,44×10 <sup>-3</sup>	2500×10 <sup>-4</sup>	6,39	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	910,29×10 <sup>-3</sup>	2025×10 <sup>-4</sup>	4,50	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	476,72×10 <sup>-3</sup>	1600×10 <sup>-4</sup>	2,98	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

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

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

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

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 :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

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

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

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

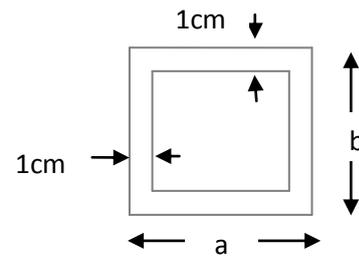


Figure .II.21. Section brute (Br).

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton =1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

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

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

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

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{ BAEL 91(7.4.2)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2).$

Il faut vérifier que:  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau. II.16. Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	α	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
55×55	3025	310	217	0.824	2809	2315,19	1277,32
55×55	3025	327	228,9	0,822	2809	2315,19	1280,43
55×55	3025	276	193,2	0,829	2809	2315,19	1269,96
50×50	2500	276	193.2	0.825	2304	1453,13	800,74
45×45	2025	276	193.2	0.820	1849	827,54	458,79
40×40	1600	276	193.2	0.812	1444	433,38	242,64

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)**il faut vérifier : 
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.17.**Pré vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	v	Observation
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55×55	3025	2315,19	<b>0,30</b>	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	1453,13	<b>0,23</b>	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	827,54	<b>0,16</b>	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	433,38	<b>0,11</b>	<b>vérifiée</b>

**II.5. Conclusion :**

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

**-Poutres principales :**  $30 \times 45 \text{ cm}^2$ .

**-Poutres secondaires :**  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux du RDC, sous-sol et 1<sup>er</sup> étage :**  $55 \times 55 \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux des étages 2,3 et 4 :**  $50 \times 50 \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux des étages 5 et 6 :**  $45 \times 45 \text{ cm}^2$

**-Poteaux des étages 7 et 8 :**  $40 \times 40 \text{ cm}^2$

**III.1. Calcul des planchers :****III.1.1. Introduction :**

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

**III.1.2. Etude des poutrelles :**

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

**III.1.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :**

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

**III.1.2.2. Méthode de calcul :**

Les méthodes appropriées 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. Condition d'application (B.6.210) :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

- plancher est à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- 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.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

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

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0 / 2$  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

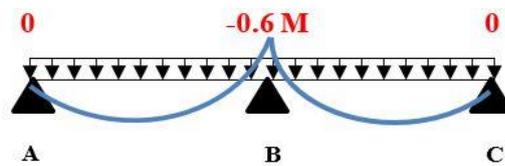


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

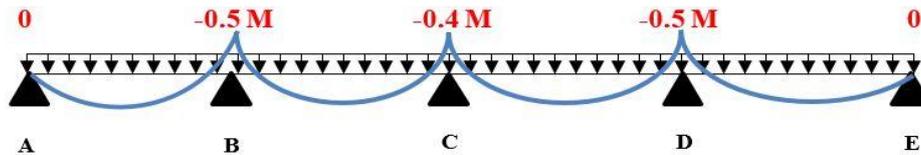


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire 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.

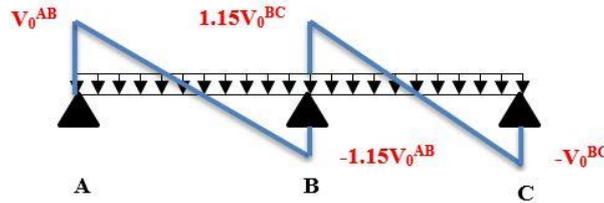


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

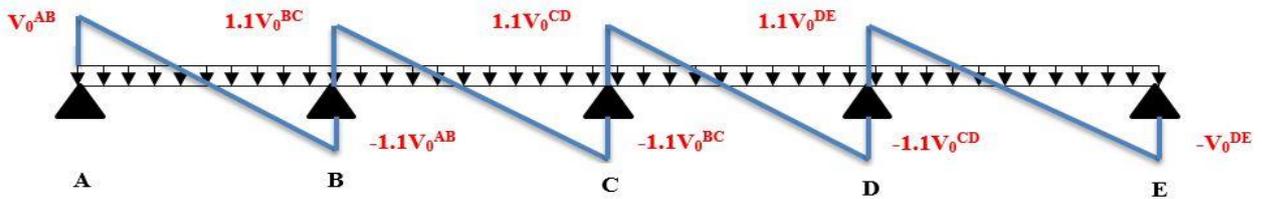


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$ ).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de ( $L_y$ ) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**• Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

**b).En appuis :**

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

Tel que :

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

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

• **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.

- Disposition des poutrelles

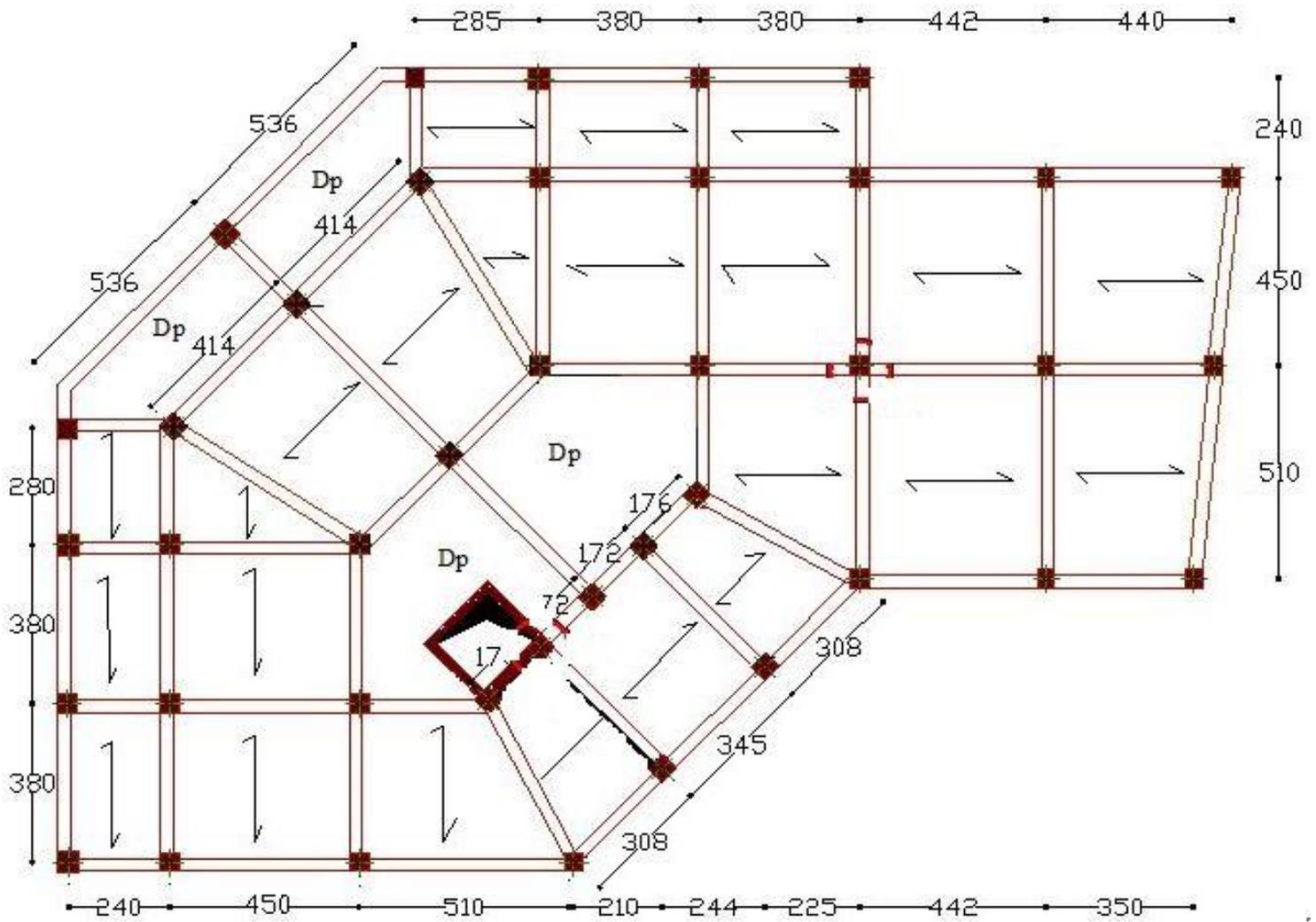
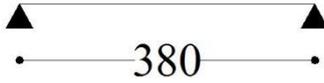
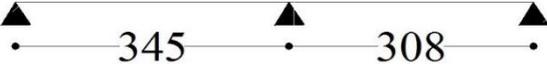
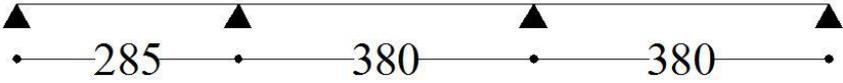
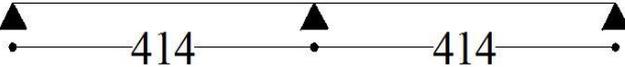
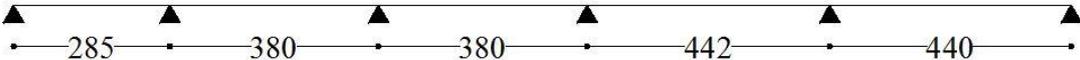


Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles

III.1.2.3 : Les différents types de poutrelles

Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
<p><b>1<sup>er</sup> type</b></p> <p>-Terrasse inaccessible.</p> <p>-Habitation.</p> <p>-Commerce.</p>	
<p><b>2<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-commerce.</p>	
<p><b>3<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Habitation.</p> <p>-Commerce.</p>	
<p><b>4<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Habitation.</p> <p>-Commerce.</p>	
<p><b>5<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Commerce.</p>	
<p><b>6<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Habitation.</p> <p>-Commerce.</p>	
<p><b>7<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Habitation.</p>	

<p><b>8<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Terrasse inaccessible.</p> <p>-Habitation.</p>	
<p><b>9<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Habitation.</p>	
<p><b>10<sup>ème</sup> type</b></p> <p>-Terrasse inaccessible.</p>	

**III.1.2.4 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles**

- **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 :**

$G = 5,75 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4,39 \text{ KN/ml}$ .

- **Plancher étage courant :**

$G = 5,23 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,05 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,23 + 1,5) \times 0,65 = 4,37 \text{ KN/ml}$ .

- **Plancher à usage commercial :  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$**

$P_u = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,46 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,23 + 5) \times 0,65 = 6,65 \text{ KN/ml}$ .

- **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)
Terrasse inaccessible	5,75	1,0	9,26	6,02	6,75	4,39
Plancher à usage d’habitation	5,23	1,5	9,31	6,05	6,73	4,37
Plancher à usage commercial	5,23	5	14,56	9,46	10,23	6,65

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 2, 4, 8,10.
- Les types 3, 5, 7, 9 seront calculé par la méthode de Caquot.
- Les types 1, 6 seront calculé par la méthode de RDM.

**III.1.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles**

**Exemples de calcul :**

- **Type 1 : La méthode de RDM**

-Terrasse inaccessible

- **Moment aux appuis :**  $M_A=M_B=0$

$$ELU \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,02 \times (3,80)^2}{8} = 10,87 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$ELS \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times (3,80)^2}{8} = 7,92 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,02 \times 3,80}{2} = 11,44 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,02 \times 3,80}{2} = -11,44 \text{ KN}$$

-Plancher d’habitation :

- **Moment aux appuis :**  $M_A=M_B=0$

$$ELU \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,05 \times (3,80)^2}{8} = 10,92 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$ELS \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,37 \times (3,80)^2}{8} = 7,89 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,05 \times 3,80}{2} = 11,50 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,05 \times 3,80}{2} = -11,50 \text{ KN}$$

-commerce

- **Moment aux appuis :**  $M_A = M_B = 0$

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{9,46 \times (3,80)^2}{8} = 26,28 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{6,65 \times (3,80)^2}{8} = 12,00 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9,46 \times 3,80}{2} = 27,66 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{9,46 \times 3,80}{2} = -27,66 \text{ KN}$$

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

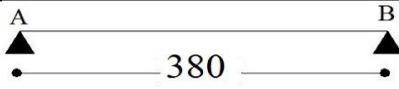
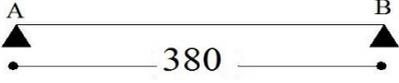
									
	Travée	L	$P_u$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$V_g$	$V_d$
		(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
Terrasse inaccessible	A-B	3,80	6,02	10,87	0	0	10,87	11,44	-11,44
Plancher D'habitation	A-B	3,80	6,05	10,92	0	0	10,92	11,50	-11,50
Plancher Commercial	A-B	3,80	9,46	17,08	0	0	26,28	27,66	-27,66

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	A-B	3,80	4,39	7,92	0	0	7,92
Plancher D'habitation	A-B	3,80	4,37	7,89	0	0	7,89
Plancher Commercial	A-B	3,80	6,65	12	0	0	12,00

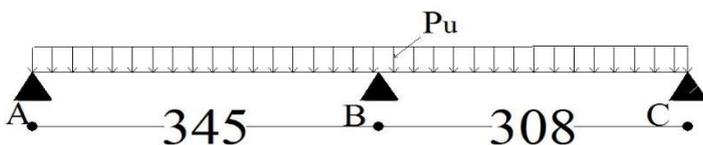
- Type 2 :
- Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type de plancher commercial :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,23, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $I = \text{constant}$  .....vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = \frac{3,45}{3,08} = 1,12$  compris entre 0.8 et 1.25 .....vérifiée.
- F.P.N .....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



**b. calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$P_u = 9,46 \text{ KN /m}$

À l'ELS :

$P_s = 6,65 \text{ KN/m}$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• **Calcul des moments en travée :**

À l'ELU :

$M_0$ : Moment isostatique :

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

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{9,46 \times (3,45)^2}{8} = 14,07 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{9,46 \times (3,08)^2}{8} = 11,22 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{6,65 \times (3,45)^2}{8} = 9,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{6,65 \times (3,08)^2}{8} = 7,88 \text{ KN.m}$$

**Tableau .III.5.** Les moments isostatiques max en travées

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN .m)
A-B	14,07	9,89
B-C	11,22	7,88

• **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  $-0,15 \times M_0$ .

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 14,07 = -2,11 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 9,89 = -1,48 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times \max (14,07 ; 11,22) = -8,44 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times \max( 9,89 ; 7,88 ) = -5,93 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,23} = 0,489$$

•  $(1+0,3\alpha) = 1+0,3(0,489) = 1,147$

•  $\frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} = 0,673$

➤ 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) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,147)14,07 - (0+8,44) / 2 = 16,14 - 4,22$   
 $= 11,92 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

➤ **(ELS) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,147)9,89 - (0+5,93) / 2$   
 $= 8,38 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

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

➤ **(ELU) :**  $M_t \geq 0,673 \times 14,07 = 9,469 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ **(ELS) :**  $M_t \geq 0,673 \times 9,89 = 6,656 \text{ KN} \dots\dots(4)$

$\Rightarrow$  (ELU):  $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 11,92 \text{ KN.m}$

$\Rightarrow$  (ELS):  $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 8,38 \text{ KN.m}$

➤ 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) :**  $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,147)11,22 - (8,44+0) / 2$   
 $= 8,65 \text{ KN .m} \dots\dots(1)$

➤ **(ELS) :**  $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,147)7,88 - (5,93+0) / 2$   
 $= 6,07 \text{ KN .m} \dots\dots(2)$

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

➤ **(ELU) :**  $M_t \geq 0,673 \times 11,22 = 7,55 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ **(ELS) :**  $M_t \geq 0,673 \times 7,88 = 5,30 \text{ KN .m} \dots\dots(4)$

$\Rightarrow$  (ELU):  $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 8,65 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \text{(ELS): } M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 6,07 \text{ KN.m}$$

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

L'effort tranchant isostatique à l'ELU

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

➤ **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9,46 \times 3,45}{2} = 16,32 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -1,15 \frac{P_u \times l}{2} = -1,15 \frac{9,46 \times 3,45}{2} = -18,76 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée B-C :**

$$V_B = 1,15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{9,46 \times 3,08}{2} = 16,75 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{9,46 \times 3,08}{2} = -14,57 \text{ KN.m}$$

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

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

		A		B				C	
		●----- 345 -----●		●----- 308 -----●					
Type de poutrelle	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)
Plancher commercial	AB	3,45	9,46	14,07	0	-8,44	11,92	16,32	18,76
	BC	3,08	9,46	11,22	-8,44	0	8,65	16,75	14,57

Tableau .III.7.Sollicitations à l'ELS (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher commercial	AB	3,45	6,65	9,89	0	-5,93	8,38
	BC	3,08	6,65	7,89	-5,93	0	6,07

• Type 3

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

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/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)
Plancher D'habitation	A-B	2,85	6,05	4,52	4,59	0	-4,63	4,05	6,70	-10,24
	B-C	3,8	6,05	4,52	8,16	-4,63	-6,45	16,40	11,02	-11,98
	C-D	3,8	6,05	4,52	8,59	-6,45	0	3,84	13,20	-9,80
Plancher commercial	A-B	2,85	9,46	7,94	8,06	0	-6,03	6,83	11,36	-15,59
	B-C	3,8	9,46	7,94	14,33	-6,03	-11,33	8,50	16,58	-19,36
	C-D	3,8	9,46	7,94	14,33	-11,33	0	11,88	20,95	-14,99

Tableau .III.9.Sollicitations à l'ELS (type 3)

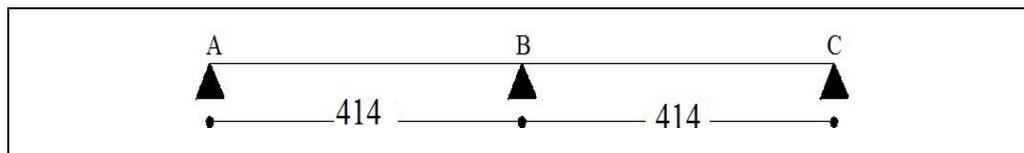
	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$P_s'$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	2,85	4,37	3,24	3,29	0	-3,32	2,97
	B-C	3,8	4,37	3,24	5,85	-3,32	-4,62	3,93
	C-D	3,8	4,37	3,24	5,85	-4,62	0	4,62
Plancher commercial	A-B	2,85	6,65	5,52	5,6	0	-5,65	4,20
	B-C	3,8	6,65	5,52	9,96	-5,65	-7,88	5,25
	C-D	3,8	6,65	5,52	9,96	-7,88	0	8,39

- Type 4

Tableau .III.10.Sollicitations à l'ELU (type 4)

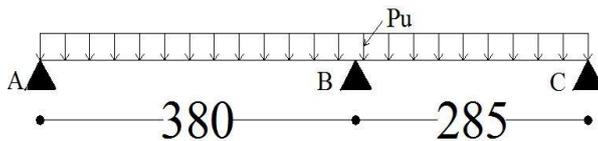
	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Plancher D'habitation	A-B	4,14	6,05	12,96	0	-7,78	9,95	12,53	-14,41
	B-C	4,14	6,05	12,96	-7,78	0	9,95	14,41	-12,53
Plancher Commercial	A-B	4,14	9,46	20,27	0	-12,17	17,17	19,59	-22,53
	B-C	4,14	9,46	20,27	-12,17	0	17,17	22,53	-19,59

Tableau .III.11.Sollicitations à l’ELS (type 4)



	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)
Plancher D’habitation	A-B	4,14	4,37	9,36	0	-5,62	7,19
	B-C	4,14	4,37	9,36	-5,62	0	7,19
Plancher commercial	A-B	4,14	6,65	14,25	0	-8,55	12,07
	B-C	4,14	6,65	14,25	-8,55	0	12,07

- type 5  
Application de la méthode de Caquot minoré pour le cinquième type de plancher commercial



$L_i/L_{i+1}=3,80/2,85=1,36 \notin [0,8;1,25]$  .....Condition non vérifiée.

On remarque que la 3<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

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,23 = 3,49 \text{ KN /m}^2$$

$$P_U = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 7,94 \text{ KN /m}$$

$$P_S = (G' + Q) \times 0,65 = 5,52 \text{ KN /m}$$

A l’ELU :

- Moments aux appuis :

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

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

(ELU):  $P_g = P_d = 7,94 \text{ KN/m}$

(ELS):  $P_g = P_d = 5,52 \text{ KN/m}$

Longueurs fictives :

$L_g' = L_g = 3,80 \text{ m}$ .

$L_d' = L_d = 2,85 \text{ m}$ .

(ELU):  $M_B = - \frac{(7,94)(3,8)^3 + (7,94)(2,85)^3}{8,5 \times (3,8 + 2,85)} = -10,96 \text{ KN.m}$

(ELS):  $M_B = - \frac{(5,52)(3,8)^3 + (5,52)(2,85)^3}{8,5 \times (3,8 + 2,85)} = -7,62 \text{ KN.m}$

• **Moments en travée :**

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

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

**Travée AB :**

$$X = \frac{3,8}{2} - \frac{0 - (-10,96)}{9,46 \times 3,8} = 1,60 \text{ m}$$

➤ (ELU):  $M_0(x) = \frac{9,46 \times 1,60}{2} \times (3,80 - 1,60) = 16,65 \text{ KN.m}$

$$M(x) = 16,65 + (-10,96 \times \frac{1,60}{3,80}) = 12,04 \text{ KN.m}$$

➤ (ELS):  $X = \frac{3,8}{2} - \frac{0 - (-7,62)}{6,65 \times 3,8} = 1,60 \text{ m}$

$$M_0(x) = \frac{6,65 \times 1,60}{2} \times (3,80 - 1,60) = 11,70 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 11,70 + (-7,62 \times \frac{1,60}{3,80}) = 8,49 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$X = \frac{2,85}{2} - \frac{-10,96 - 0}{9,46 \times 2,85} = 1,83 \text{ m}$$

➤ (ELU):  $M_0(x) = \frac{9,46 \times 1,83}{2} \times (2,85 - 1,83) = 8,83 \text{ KN.m}$

$M(x) = 8,83 - 10,96 \left(1 - \frac{1,83}{2,85}\right) = 4,91 \text{ KN.m}$

➤ (ELS):  $M_0(x) = \frac{6,65 \times 1,38}{2} \times (2,85 - 1,83) = 6,21 \text{ KN.m}$

$M(x) = 6,21 - 7,62 \left(1 - \frac{1,83}{2,85}\right) = 3,48 \text{ KN.m}$

• Effort tranchant :

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

Travée AB :

$V_A = \frac{9,46 \times 3,80}{2} + \frac{-10,96 - 0}{3,80} = 15,09 \text{ KN}$

$V_B = -\frac{9,46 \times 3,80}{2} + \frac{-10,96 + 0}{3,80} = -20,86 \text{ KN}$

Travée BC :

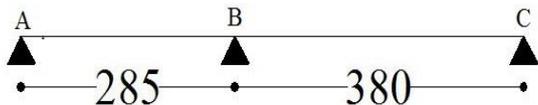
$V_B = \frac{9,46 \times 2,85}{2} + \frac{0 - (-10,96)}{2,85} = 17,33 \text{ KN}$

$V_C = -\frac{9,46 \times 2,85}{2} + \frac{0 - (-10,96)}{2,85} = -9,63 \text{ KN}$

Tableau .III.12.Sollicitations à l'ELU (type 5)

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/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)
Plancher commercial	A-B	3,80	9,46	7,94	8,06	0	-10,96	12,04	15,09	-20,86
	B-C	2,85	9,46	7,94	14,33	-10,96	0	4,91	17,33	-9,63

Tableau .III.13.Sollicitations à l'ELS (type 5)



	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$P_s'$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher commercial	A-B	3,80	6,65	5,52	8,12	0	-7,62	8,49
	B-C	2,85	6,65	5,52	9,96	-7,62	0	3,48

- Type 6

Tableau .III.14.Sollicitations à l'ELU (type 6)



	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Plancher D'habitation	A-B	3,08	6,05	7,17	0	0	7,17	9,32	-9,32
Plancher commercial	A-B	3,08	9,46	11,22	0	0	17,26	22,42	-22,42

Tableau .III.15.Sollicitations à l'ELS (type 6)

	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3,08	4,37	5,18	0	0	5,18
	A-B	3,08	6,65	7,89	0	0	7,88

• Type 7

Tableau .III.16.Sollicitations à l'ELU (type 7)

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/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)
Plancher D'habitation	A-B	2,85	6,05	4,52	4,59	0	-4,63	2,57	10,24	-6,89
	B-C	3,8	6,05	4,52	8,16	-4,63	-4,91	3,39	12,79	-11,18
	C-D	3,8	6,05	4,52	8,16	-4,91	-5,86	2,78	11,82	-10,51
	D-E	4,42	6,05	4,52	11,04	-5,86	-8,68	4,27	14,22	-14,69
	E-F	4,40	6,05	4,52	10,94	-8,68	0	7,03	11,98	-15,27

Tableau .III.17.Sollicitations à l'ELS (type 7)

	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$P'_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	2,85	4,37	3,24	3,29	0	-3,32	1,84
	B-C	3,8	4,37	3,24	5,85	-3,32	-3,52	2,43
	C-D	3,8	4,37	3,24	5,85	-3,52	-4,2	1,99
	D-E	4,42	4,37	3,24	7,91	-4,2	-6,22	2,73
	E-F	4,40	4,37	3,24	7,84	-6,22	0	5,04

• Type 8

Tableau .III.18.Sollicitations à l'ELU (type 8)

	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	A-B	3,8	6,02	10,87	0	-7,35	7,74	11,44	-12,58
	B-C	4,42	6,02	14,70	-7,35	-7,35	8,09	14,64	-14,64
	C-D	4,4	6,02	14,57	-7,35	0	11,62	14,57	-13,25
Plancher D'habitation	A-B	3,80	6,05	10,92	0	-7,39	7,96	11,50	-12,65
	B-C	4,42	6,05	3,34	-7,39	-7,39	8,38	14,71	-14,71
	C-D	4,4	6,05	14,64	-7,39	0	11,94	14,65	-13,31

Tableau .III.19.Sollicitations à l'ELS (type 8)

	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	A-B	3,8	4,39	7,92	0	-5,36	5,64
	B-C	4,42	4,39	10,72	-5,36	-5,36	5,89
	C-D	4,4	4,39	10,62	-5,36	0	8,47
Plancher D'habitation	A-B	3,80	4,37	7,89	0	-5,34	5,76
	B-C	4,42	4,37	10,67	-5,34	-5,34	6,05
	C-D	4,4	4,37	10,58	-5,34	0	8,63

- Type 9 :

Tableau .III.20.Sollicitations à l'ELU (type 9)

	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/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)
Plancher D'habitation	A-B	2,85	6,05	4,52	4,59	0	-4,63	4,04	6,7	-10,24
	B-C	3,8	6,05	4,52	8,16	-4,63	-4,91	6,15	11,43	-11,57
	C-D	3,8	6,05	4,52	8,16	-4,91	-8,16	4,46	10,64	-12,36
	D-E	4,42	6,05	4,52	11,04	-8,16	0	10,98	15,22	-11,52

Tableau .III.21.Sollicitations à l'ELS (type 9)

		A	B	C	D	E				
	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$P'_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		
Plancher D'habitation	A-B	2,85	4,37	3,24	3,29	0	-3,32	2,93		
	B-C	3,8	4,37	3,24	5,85	-3,32	-4,6	6,96		
	C-D	3,8	4,37	3,24	5,85	-4,6	-5,85	2,67		
	D-E	4,42	4,37	3,24	7,91	-5,85	0	7,95		

• Type 10

Tableau .III.22.Sollicitations à l'ELU (type 10)

		A	B	C	D					
	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	A-B	3,08	6,02	7,14	0	-4,48	5,26	9,27	-10,20	
	B-C	3,45	6,02	8,96	-4,48	-4,48	4,93	11,42	-11,42	
	C-D	3,08	6,02	7,14	-4,48	0	5,26	10,20	-9,27	

Tableau .III.23.Sollicitations à l'ELS (type 10)

		A	B	C	D					
	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)			
Terrasse inaccessible	A-B	3,08	4,39	5,21	0	-3,27	3,83			
	B-C	3,45	4,39	6,53	-3,27	-3,27	3,59			
	C-D	3,08	4,39	5,21	-3,27	0	3,83			

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Tableau .III.24.Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	Type de poutrelle	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	Type 1	-1,63	10,87	11,44	10,81	-1,188	7,92
	Type 8	-7,35	11,62	14,64	14,70	-5,36	8,47
	Type 10	-4,48	5,25	11,42	8,96	-3,27	3,83
Plancher D'habitation	Type 1	-1,64	10,92	11,50	10,92	-1,18	7,89
	Type 3	-6,45	16,4	13,2	8,59	-4,62	4,62
	Type 4	-7,78	9,95	14,41	12,96	-5,62	7,19
	Type 6	-1,08	7,17	9,32	7,17	-0,78	5,18
	Type 7	-8,68	7,03	- 15,27	11,04	-6,22	5,04
	Type 8	-7,39	11,94	14,71	14,64	-5,34	8,63
	Type 9	-8,16	10,98	15,22	11,04	-5,85	7,95
Plancher commercial	Type 1	-3,94	26,28	27,66	17,08	1,8	12
	Type 2	-8,44	11,92	18,76	14,07	-5,93	8,38
	Type 3	-11,33	11,88	20,95	14,33	-7,88	8,39
	Type 4	-12,17	17,17	22,53	20,27	-8,55	12,07
	Type 5	-10,96	12,04	- 20,86	14,33	-7,62	8,49
	Type 6	-2,59	17,26	22,42	11,22	-1,18	7,88

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau .III.25 .Les Sollicitations maximales

Type d'étage	ELU				ELS	
	$M_a^{max}$	$M_t^{max}$	$v^{max}$	$M_0^{max}$	$M_a^{max}$	$M_t^{max}$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
<b>Terrasse inaccessible</b>	7,35	11,62	14,6 4	14,70	5,36	8,47
<b>Habitation</b>	8,68	16,4	15,2 7	14,64	6,22	8,63
<b>commerce</b>	12,17	26,28	27,6 6	20,27	8,55	12,07

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 :

$$M_{t_{max}} = 11,62 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{a_{riv}}^{max} = -0,15 \times M_0^{max} = -0,15 \times 14,7 = -2,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^{max} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 14,64 \text{ KN}$$

-Ferrailage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d-h_0/2)$ .....Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  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 ( $b \times h_t$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,62 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0388; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0388 < \mu_1 = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,049$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1764 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{Mt}{z \times f_{st}} = \frac{11,62 \times 10^{-3}}{0,1764 \times 348} = 1,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,89 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

**-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  $b_0 \times h$ .

$$M_{ai} = 7,35 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{7,35 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,159;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,159, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,159 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,2177$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,164 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{7,35 \times 10^{-3}}{0,164 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,28 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour:  $A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**En appui de rive**

$$M_{a \text{ rive}} = -2,21 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{2,21 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,05; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,05$$

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

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,064$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1754 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{2,21 \times 10^{-3}}{0,1754 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \text{ rive}} = 0,36 \text{ cm}^2.$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour :  $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

• **Cisaillement**

$$V_u = 14,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14,64 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,813 \text{ MPa}$$

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**

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

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 5,7\text{mm} \Rightarrow$  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 :

$$1) \quad S_t \leq \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) = S_t \leq \text{Min} (0,9 \cdot 18; 40\text{cm}) \\ \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad S_t \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow S_t \leq 99,67 \text{ cm} \quad (\text{ article A.5.1.2.2})$$

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

$$3) \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

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

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,96\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} [(0,2/\gamma_b) \cdot f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  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 :**

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

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,57 + 1,13 + 0,79 = 3,49\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{1,15}{400} \times 14,64 \times 10^{-3} = 0,42 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

**En appuis intermédiaire :**

$$A_t = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \left[ V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

**Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1]).}$$

$$\text{Avec : } a_{\text{max}} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_u = 14,64 \text{ kN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **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**

$$M_t = 8,47 \text{ kN.m} \quad A_t = 2,70 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,7 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc}$$

l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0,1}{2} y^2 + [15 \times 2,7 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,1) \times 0,04] y - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,65 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05 y^2 + 0,02605 y - 0,001169 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,030$$

$$y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,0395)^3 - \frac{(0,65 - 0,1) \times (0,0395 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0395)^2 \Rightarrow I = 9330,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8,47 \times 10^{-3}}{9330,1 \times 10^{-8}} \times 0,0395$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,59MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

### -En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 8,47 \times 10^{-3} MN.m$$

$$A_{ai} = 1,92cm^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,17 \times 10^{-4} m$$

$H = 1,17 \times 10^{-3} > 0$  donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

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

$$\frac{0,65}{2} y^2 + (15 \times 1,92 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times 0,18 = 0$$

$$0,325y^2 + 0,00288y - 0,0005184 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,026$$

$$y = 3,57cm$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65 \times 3,57^3}{3} + 15 \times 1,92 (18 - 3,57)^2$$

$$\Rightarrow I = 6982,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,36 \times 10^2}{6982,70} 35,7 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,74MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,74MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **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.

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

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

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{442} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée donc on doit faire une

### **vérification de la flèche.**

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

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

Poutre inférieure à 5m, La flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{442}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,884 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  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 au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,75 = 3,74 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0,65 \times 6,75 = 4,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{1,85(4,42)^2}{8} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{3,74(4,42)^2}{8} = 9,133 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,39(4,42)^2}{8} = 10,72 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre  $\Rightarrow y = 3,95 \text{ cm}$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,7 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2,7)}$$

$$v = 6,88 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6,88^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6,88)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6,88 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,7(18 - 6,88)^2$$

$I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)( $\text{cm}^4$ ))

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,7 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,015} = 2,84 \text{ ..... Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,136 \text{ ..... Déformation différée.}$$

• **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.

$E_v=10721.40$  MPa.

• **Contraintes :**

$\sigma_s$ : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y=3,95\text{cm}; I=3930,1\text{cm}^4; I_0=19154,05\text{cm}^4; A_s=2,7\text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{4,52 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 102,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{9,133 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 206,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{10,72 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 242,15 \text{ MPa}$$

• **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 102,09 + 2,1} = 0,55 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 206,30 + 2,1} = 0,75 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 242,15 + 2,1} = 0,78 > 0$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,55} = 8223,83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,75} = 6731,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,78} = 6553,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + (1,136 \times 0,75)} = 11376,59 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{ji} = \frac{4,52 \times 10^{-3} \times 4,42^2}{10 \times 32164,2 \times 8223,83 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,33mm$$

$$f_{gi} = \frac{9,133 \times 10^{-3} \times 4,42^2}{10 \times 32164,2 \times 6731,46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0,82mm$$

$$f_{pi} = \frac{10,72 \times 10^{-3} \times 4,42^2}{10 \times 32164,2 \times 6553,08 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0,99mm$$

$$f_{vg} = \frac{10,72 \times 10^{-3} \times 4,42^2}{10 \times 10721,4 \times 11376,59 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 1,71mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 1,71 - 0,33 + 0,99 - 0,82 \Rightarrow \Delta f_t = 1,55mm$$

$$\Delta f = 1,55mm < f_{adm} = 8,84mm \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

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

Tableau .III.26.Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
T. Inaccessibles	Travée	11,62	0,03 88	0,04 9	0,176 4	1,89	1,41	1HA12+2 HA10=2.7	2HA6= 0,57	15
	Appui inter	7,35	0,15 9	0,21 77	0,164	1,28	0,22	2HA10 =1.57	2HA6= 0,57	15
	Appui de rive	2,21	0,05	0,06 4	0,175 4	0,36	0,22	1HA10= 0,79	2HA6= 0,57	15
Habitation	Travée	16.40	0.05 48	0.07	0.175	2.693	1.41	1HA10+ 2HA12 =3.05	2HA6= 0,57	15
	Appui inter	8.68	0.18 86	0.26 35	0.161	1.55	0.21	1HA10+ 1HA12 =1.92	2HA6= 0,57	15
	Appui de rive	2.20	0.04 78	0.06 1	0.175	0.36	0.21	1HA10= 0.79	2HA6= 0,57	15
Commerce	Travée	26.28	0.08 7	0.11 39	0.172	4.39	1.41	1HA14+2 HA16= 5.56	2HA6= 0,57	15

	<b>Appui inter</b>	12.17	0.26 4	0.39 1	0.153	2.30	0.21	1HA12+ 1HA14= 2.67	2HA6= 0,57	15
	<b>Appui de rive</b>	3.04	0.06 6	0.08 54	0.174	0.50	0.21	1HA10= 0.79	2HA6= 0,57	15

**Tableau .III.27.** Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
T. Inaccessible	0,813<3,33	14,64<108,135	4.27>1,73	3,49>0,42	0,96<3,33
Habitation	0,848<3,33	15.27<108,135	4.97>-1,1	3,85>0,44	0,996<3,33
Commerce	1.54<3,33	27.66<108,135	8.23>-1.36	6.35>0,79	1.8059<3,33

**Tableau .III.28.** 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	8.47	3.95	9330. 1	3.59	5.36	3.57	6982. 70	2.74	Vérifier
Habitation	8.63	4.39	10306 .38	3.68	6.22	3.57	6982. 695	3.18	Vérifier
Commerce	12.07	5.84	16533 .278	4.26	8.55	4.14	9230. 96	5.41	Vérifier

Tableau .III.29 .vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher commerce
$q_{jser}(\text{KN/m})$	1.85	1.85	1.85
$q_{gser}(\text{KN/m})$	3.74	3.39	3.39
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.39	4.37	6.65
$M_{jser}(\text{KN.m})$	4.52	4.52	4.52
$M_{gser}(\text{KN.m})$	9.133	8.278	8.278
$M_{pser}(\text{KN.m})$	10.72	10.67	16.23
$I (\text{cm}^4)$	9330.1	10306.38	16533.278
$I_0 (\text{cm}^4)$	19154.05	15444.32	17466.33
$\lambda_i$	2.84	2.52	1.38
$\lambda_v$	1.136	1.01	0.552
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	102.09	89.53	49.87
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	260.30	163.97	91.33
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	242.15	211.35	179.05
$\mu_j$	0.55	0.55	0.61
$\mu_g$	0.75	0.75	0.72
$\mu_p$	0.78	0.78	0.85
$I_{ji} (\text{cm}^4)$	8223.83	7120.18	10922.66
$I_{gi} (\text{cm}^4)$	6731.46	6036.36	9637.32
$I_{pi} (\text{cm}^4)$	6553.08	5728.60	8841.68

$I_{gv} \text{ (cm}^4\text{)}$	11376.59	9836.00	13748.68
$f_{ji} \text{ (mm)}$	0.33	0.38	0.25
$f_{gi} \text{ (mm)}$	0.82	0.83	0.52
$f_{pi} \text{ (mm)}$	1	1.13	1.1
$f_{gv} \text{ (mm)}$	1.71	2	1.097
$\Delta f \text{ (mm)}$	1.56	1.92	1.427
$f_{adm} \text{ (mm)}$	8.84	8.84	8.84
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.30.Schéma de ferrailage des poutrelles

Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
<b>T. Inaccess ible</b>		
<b>Etage d'habita tion</b>		
<b>Etage commere ce</b>		

**III.1.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

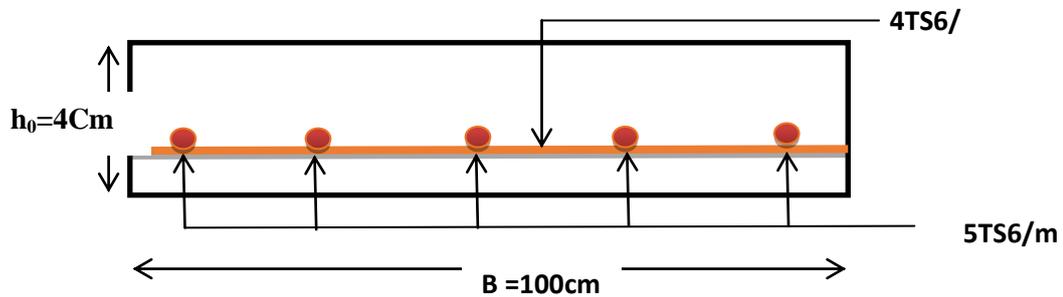
5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm ≤ 33cm..... condition vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

4TS6/ml=1,13cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=25cm < 44cm.....condition vérifiée



**Figure .III.6.**Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2. Dalles pleines :**

**III.2.1. Introduction :**

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, 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 deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

$L_x$  : la plus petite portée du panneau.

$L_y$  : la plus grande portée du panneau.

**A) Dalle sur deux appuis (D8) (e=12cm)**

On a:  $L_x = 1.60m$

$L_y = 2.72m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,58$$

Donc la dalle travaille selon deux sens

**Evaluation des charges**

$$G = 4.48 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0.4$$

Le balcon travail suivant les deux sens

**• Calcul des sollicitations :**

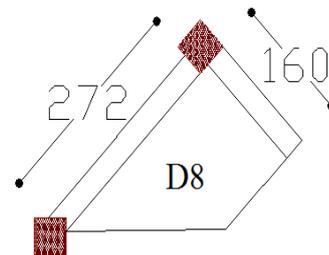
**A L'ELU et L'ELS**

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{KN/m}$$

$$q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{KN/m}$$

**Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :**



**Figure.III.7. Schéma de la dalle D8**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0851 \times 11.29 \times 1.6^2 = 2.46 \text{KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2703 \times 2.46 = 0.66 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0897 \times 7.98 \times 1.6^2 = 1.83 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4462 \times 1.83 = 0.816 \text{KN.m}$$

Tel que  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients tirés des tableaux BAEL en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

**Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

**En travées :**

On a un panneau de rive alors :

$$M_u^x = 0.85 \times M_{0u}^x = 2.091 \text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 \times M_{0u}^y = 0.561 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 1.555 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.693 \text{KN.m}$$

**En appuis :**

Le balcon est reposé deux appuis de rives :

$$M_u^x = M_u^y = -0.3 \times M_{0u}^x = -0.738 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3 \times M_{0ser}^x = -0.549 \text{KN.m}$$

**Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml

**Tableau III.31.** Le ferraillage de la dalle D8

<b>En travée</b>				
Sens x	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	0.67	1.16	3HA8=1.51	33
Sens-y	0.21	0.96	3HA8=1.51	33
<b>En appuis</b>				
Sens -x, Sens-y	0.23	0.96	3HA8=1.51	33

La fissuration est peu nuisible.

**Sens x-x :** S<sub>t</sub> = (100/3) = 33cm.

Sens y-y:  $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$ .

Avec :  $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$

**Vérification diverse :**

- **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1.60}{2} \times \frac{2.72^4}{2.72^4 + 1.6^4} = 8,06\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.067\text{MPa}$$

-  $\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16\text{MPa}$

$\tau_u = 0.067\text{MPa} \leq 1,16\text{MPa}$  .....Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A l'ELS :**

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

• **Calcul de y :**

•

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1,51 \times y - 15 \times 1,51 \times 9 = 0$$

$$y = 1,80\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1384,128\text{cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 2,02\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .....pas de risque de fissuration du béton.

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 120,94\text{Mpa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  ..... Condition vérifiée.

• La flèche :

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.6} = 0.075 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{2.561}{20 \times 3.014} \right] = 0.042$ ..... Condition vérifiée.

2.  $\frac{A_s}{b \times d} = 0,00167 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,01$ ..... Condition est vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

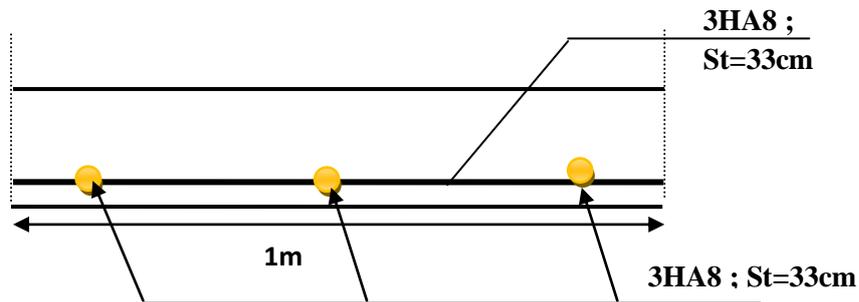


Figure.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle D8.

-Dalle sur trois appuis :

Evaluation des charges :

$G = 4.48KN / m^2$

$Q = 3.5KN / m^2$

$P_u = (1.35Q + 1.5Q)$

$P_u = (1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5) = 11.29KN / ml$

Calcul des sollicitations :

A L'ELU

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$l_x = 1.64m ; l_y = 2.60m$

$l_x = 1.64m > \frac{l_y}{2} = 1.30m$

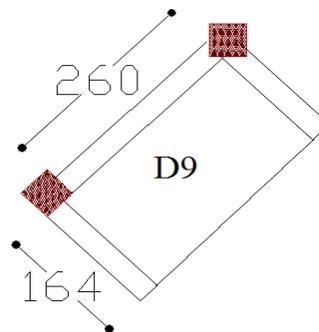


Figure.III.9.Schéma de la dalle D9

$$1) l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{p \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{11.29 \times 2.60^3}{24} = 8.26 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.29 \times 2.6^2}{8} \times \left( 1.64 - \frac{2.60}{2} \right) + \frac{11.29 \times 2.60^3}{48} = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 6.26 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_0^x = -0.3 \times 8.37.307 = -2.47 \text{ KN.m}$$

**Le Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b = 1\text{m}$  et d'épaisseur

$$e = 12\text{cm}$$

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.078$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.071\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{7.02 \times 10^{-3}}{0.087 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12\text{cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec :  $A_s = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit :  $A_s = 3HA10Pm = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sens y-y :**

$$M_y^t = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$7.02 \rightarrow 2.36$$

$$6.26 \rightarrow A_t^y$$

$$A_t^y = \frac{6.26 \times 2.36}{7.02} = 2.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_s$$

Donc on ferraille avec  $A_s$

On opte pour  $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -2.47 \text{ KN.m}$$

$$7.02 \rightarrow 2.36$$

$$2.47 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{2.47 \times 2.36}{7.02} = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} > A_s$$

On opte pour  $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Tableau III.32. Les résultats de ferrailage de la dalle D9

En travée				
Sens-x	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
	2.31	0.96	3HA10=2.36	33
Sens-y	2.10	0.96	3HA10=2.36	33
En appuis				
Sens-x, Sens-y	0.83	0.96	3HA8=1.51	33

**Vérification diverse :**

**Vérification l'effort tranchant :**

❖ **A l'ELU :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{11.29 \times 1.64}{2} \times \frac{2.6^4}{1.64^4 + 2.6^4} = 1.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.014 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ .....condition vérifiée .

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **A l'ELS :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 \times 2.60^3}{24} = 5.84 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.98 \times 2.6^2}{8} \times (1.64 - \frac{2.60}{2}) + \frac{7.98 \times 2.60^3}{48} = 5.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 5.84 = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.21 = 4.42 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 4.96 = -1.48 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

**Selon x :**

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

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50y^2 + 2.36 \times 15y - 15 \times 2.36 \times 9 = 0$$

$$50y^2 + 71.1y - 711 = 0$$

$$y = 2.19 \text{ cm}$$

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

$$I = 1991.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.24 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du beton}$$

**Selon y :**

$$Y = 2.91 \text{ cm}$$

$$I = 1991.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.45 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du beton}$$

**La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

**Selon x :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 227.47 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  .....condition non vérifiée.

Donc on augmente la section de l'acier

Soit :  $5HA10 = 3.93cm^2 / ml$

**La contrainte dans le béton :**

**Calcul de y :**

$y = 2.72cm$  ;  $I = 2995.68cm^4$

$\sigma_{bc} = 4.50MPa \leq 15MPa$  .....vérifiée.

$\sigma_s = 155.96MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$  .....vérifiée

**Selon y:**

$\sigma_s = 138.98MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$  .....vérifiée

**Etat limite de déformation :**

**Sens x-x :**

1)  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.64} = 0.074 \geq \left[ \frac{7.1}{20 \times 4.96} \right] = 0.071$  .....vérifiée.

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{100 \times 9} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$  .....vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommander

**Sens y-y :**

1)  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{2.6} = 0.046 \geq \left[ \frac{4.1}{20 \times 4.42} \right] = 0.045$  .....vérifiée.

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 9} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$  .....vérifiée.

ferrailage :  $\begin{cases} A_s^x = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml, S_t = 20cm \\ A_s^y = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml, S_t = 20cm \\ A_a^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51cm^2 / ml, S_t = 33cm \end{cases}$

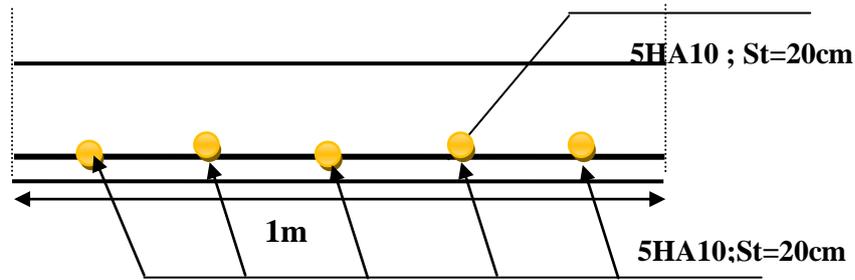


Figure.III.10.Schéma de ferrailage de la dalle D9.

III.2.1.3.Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

❖ Evaluation des charges :

$e=12\text{ cm}$

$G = 4.48\text{KN} / \text{m}^2$

$Q = 2.5\text{KN} / \text{m}^2$

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.23\text{KN} / \text{m}$

❖ Calcul de sollicitations :

Calcul des moments a L'ELU :

$L_x=3.04\text{m}$

$L_y=4.34\text{m}$

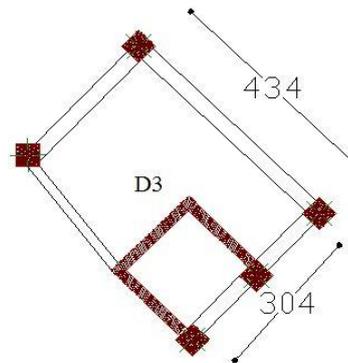


Figure.III.11.schéma de la dalle D3.

$\rho = 0.7 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$

$M_y = \mu_y \times M_x$

$M_x = 0.0684 \times (10.23 \times 3.04^2) = 6.46\text{KN.m}$

$M_y = 0.4320 \times 6.46 = 2.79\text{KN.m}$

Calcul des moments réels :

En travées :

$M_x^t = 0.75M_0^x = 0.75 \times 6.46 = 4.84\text{KN.m}$

$M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 2.79 = 2.09\text{KN.m}$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 4.84 = -2.42 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

**En travée :**

➤ **Sens x-x**

$$M_x^t = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0536$$

$$Z = 8.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{4.84 \times 10^{-3}}{0.088 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.7 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.7) \times 100 \times 12 = 1.104 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x^{\min} = 1.104 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s$$

On ferraille avec :  $A_s$

On opte pour  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Sens y-y :**

$$M_y^t = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.023$$

$$z = 8.91 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.09 \times 10^{-3}}{0.089 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s$$

On opte pour 3HA8=1.51 cm<sup>2</sup> / ml

**Aux appuis :**

➤ **Sens(x-x et y-y) :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 4.84 = -2.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.026 ; z = 8.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.089 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s < A_{\min}$  donc en ferraille avec  $A_{\min}$

On opte pour 3HA8=1.51 cm<sup>2</sup> / ml

**Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

**En travée :**

$$\text{sens } x - x : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{sens } y - y : S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Tableau III.33. Les résultats de ferrailage de la dalle D3

En travée				
	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens-x	1.58	1.104	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.67	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens-x, Sens-y	0.78	1.086	3HA8=1.51	33

❖ Vérification :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{10.23 \times 3.04}{2} \times \frac{4.34^4}{3.04^4 + 4.34^4} = 12.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.116 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.104 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  .....condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ A l'ELS :

$$p_s = 6.98 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0.0743 \quad M_x = 0.0743 \times (6.98 \times 3.04^2) = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.5817 \quad \Rightarrow \quad M_y = 0.5817 \times 4.79 = 2.78 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_x^t = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 4.79 = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 2.78 = 2.08 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 3.59 = -1.795 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50y^2 + 22.65y - 271.8 = 0$$

$$y = 2.04 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743.503 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton .}$$

**La contrainte dans l'acier :**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation :**

Selon x :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{3.04} = 0.039 \geq \left[ \frac{3.59}{20 \times 4.79} \right] = 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens y-y :**

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

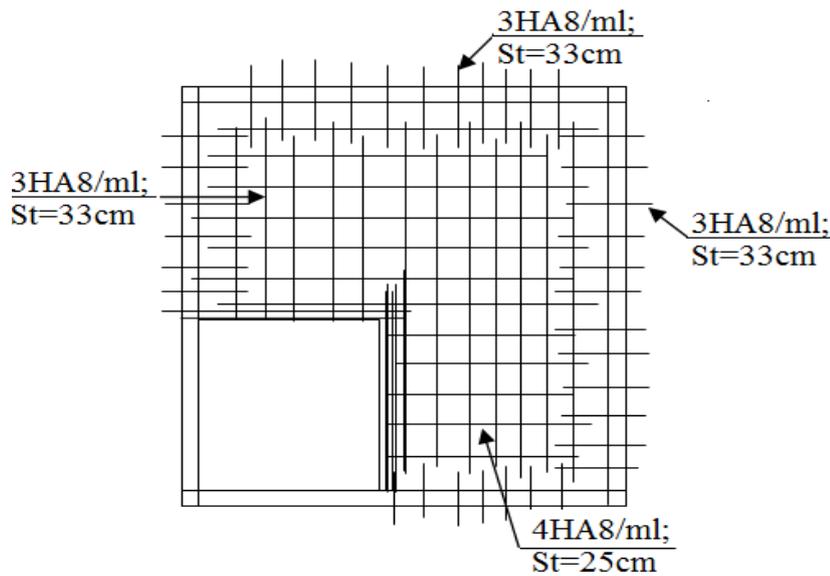


Figure. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

### III.3. Acrotère

#### III.3.1. 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.

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

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

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.

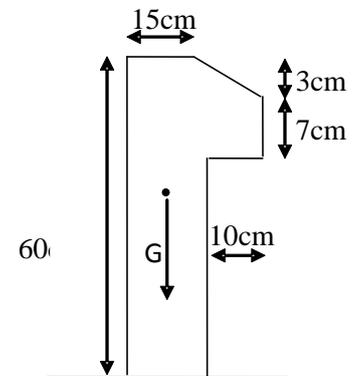


Fig III.13 Vue en plan d'un acrotère

#### III.3.2. Evaluation des charges

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 KN$ .
- Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 KN$ .
- Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 KN$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 KN. \quad Q = 1 KN$$

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 horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,88 = 1,38 \text{ KN}.$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,085 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,32 \text{ m}$$

### III.3.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,88 \text{ KN} \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}.$$

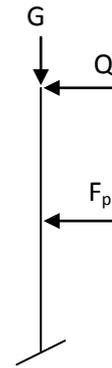
$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,38 \times 0,32 = 0,441 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

### III.3.4. Combinaisons d'actions :

Tableau III .34. 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.3.5. 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 :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0.025m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  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 :

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

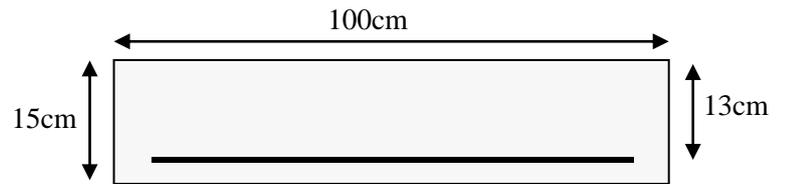


Fig. III.14. Section à ferrailer.

### III.3.6. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

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

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

#### ➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{min}$  donc on prend  $A_{min} = 1.56cm^2$ .

Ce qui fait  $4T8 = 2.01cm^2 / ml.$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01cm^2 / ml.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  soit  $S_t = 25 cm.$

Les armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  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.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$  c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

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  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263 \text{m}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133 \text{m}$$

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  $A' = 0$ ,  $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$ ,  $b = 1 \text{m}$  et  $c = -0.133 \text{m}$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251 \text{m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118 \text{m}$

Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 MPa < 15 MPa \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237 MPa < 240 MPa$$

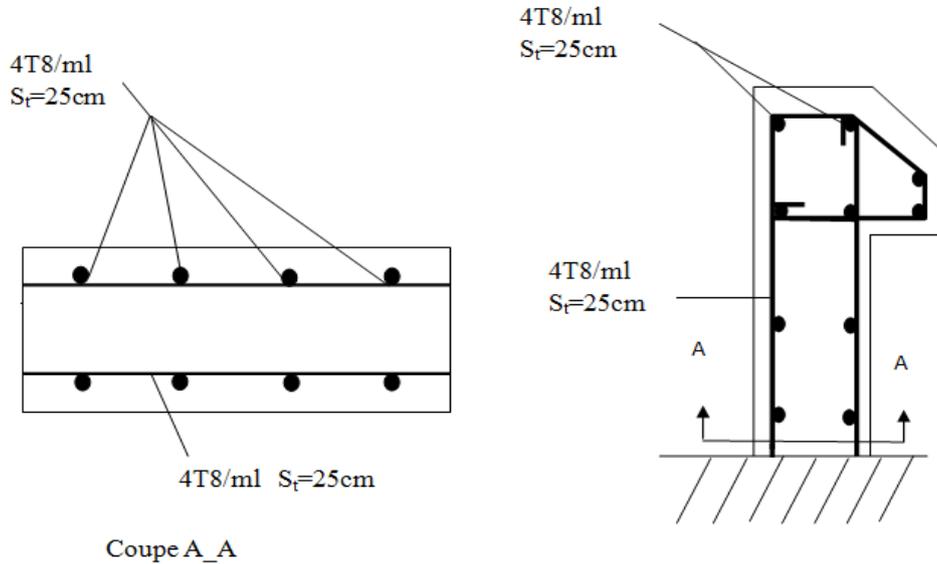


Fig.III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.4. L'ascenseur

La dalle de cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + l'ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

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

donc on fixe une épaisseur  $h=15\text{cm}$

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

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

$$e=5 \text{ cm}$$

#### III.4.1 Etude de la dalle d'ascenseur

##### III.4.1.1 Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de la dalle en béton}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids du revêtement en béton}(e=5\text{cm})$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

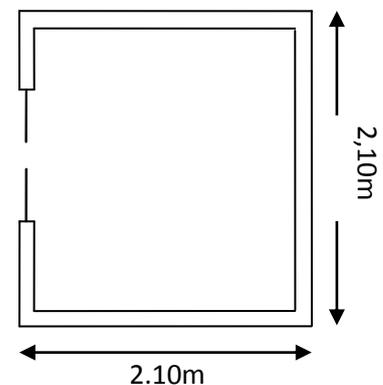


Fig.III.16. cage d'ascenseur

$$G'' = \frac{fc}{s} = \frac{145}{4,41} = 32,88 \text{ KN/m}^2 \text{ poids de la machine}$$

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 37,73 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaison de charge**

$$q_u = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q = 1,35 \times 37,73 + 1,5 \times 1 = 52,44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G_{\text{tot}} + Q = 37,73 + 1 = 38,73 \text{ KN/m}^2$$

**III.4.2. Cas d'une charge uniformément réparties**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2,10}{2,10} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

-**Les sollicitations**

- à l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

-**Calcul des moments réels**

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0368 \times 52,44 \times (2,1)^2 = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1 \times 8,51 = 8,51 \text{ KN.m}$$

-**Correction des moments**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 7,2335 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 7,2335 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,553 \text{ KN.m}$$

-**Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m/1

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend des barres de  $\phi = 12$  mm pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12,40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11,2 \text{ cm}$$

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

En travée sens x-x'  $\mu_{bu} = \frac{7,2335 \times 10^3}{100 \times (12,4)^2 \times 14,2} = 0,0331; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$  pivot A

$$\mu_{bu} = 0,0331 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,042$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,122m$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{Mt}{z \times f_{st}} = \frac{7,2335 \times 10^{-3}}{0,122 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,70 \text{ cm}^2$$

Pour  $h > 12$  cm et  $\alpha \geq 0,4$  :

**En travée : Sens xx :**  $A_x \min \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :  $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En appui :**  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 1,2 \text{ cm}^2$$

Tableau III.35. Résultats de calcul de la ferraille de la dalle d'ascenseur.

Sens		M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	7,2335	0,0331	0,042	0,122	1,7	1,2	4 T10=3,14
	y-y	7,2335	0,0406	0,052	0,110	1,89	1,2	4 T10=3,14
Appui	x-x	2,553	0,0117	0,0147	0,1233	0,59	1,2	4 T10=3,14

**-Espacement des armatures**

Armatures // L<sub>x</sub>: S<sub>t</sub> = 33 cm ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm

Armatures // Ly: S<sub>t</sub> = 33 cm ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm

**-Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{52,44 \times 2,10}{2} = 55,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{55,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,124} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa.}$$

- à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G_{tot} + Q = 37,73 + 1 = 38,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

**-Calcul des moments réels**

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0441 \times 38,73 \times (2,1)^2 = 7,53 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^x = 1 \times 7,53 = 7,53 \text{ KN.m}$

**-Correction des moments**

**En travée :** Sens x-x' :  $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 6,40 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 6,40 \text{ KN.m}$

**En appui :**  $M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -2,259 \text{ KN.m}$

**-Vérification des contraintes**

$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 12,4 \text{ cm}$ ,  $y = 2,94 \text{ cm}$ ,  $I = 5062,13 \text{ cm}^4$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_y + A'_y) \times y - 15 \times (d \times A_y + d' \times A'_y) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_y \times (d - y)^2 + A'_y \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36.** Vérification des contraintes

Localisation		$M_{ser}$ (kN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	observation
<b>Travée</b>	<b>Sens x-x</b>	6,40	3,14	2,94	3,7	vérifier
	<b>Sens y-y</b>	6,40	3,14	2,81	4,64	vérifier
<b>Appui</b>		-2,259	3,14	2,94	1,31	vérifier

III.4.1.2 Cas d'une charge concentrée

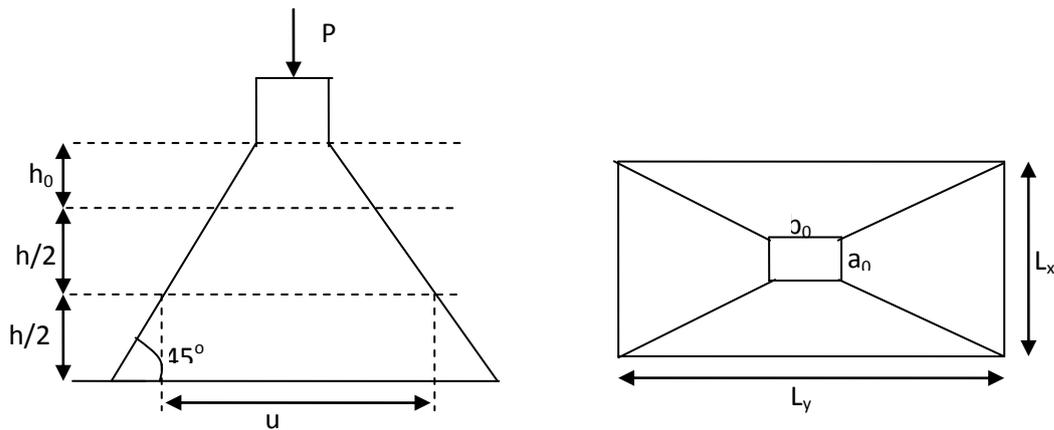


Fig. III.17.L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire ( $u.v$ ).

On calcule le rectangle d'impact ( $u.v$ ).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h \text{ Avec : } a_0 \text{ et } u : \text{ dimension // à } L_x$$

$b_0$  et  $v$  : dimension // à  $L_y$  ( $a_0 \times b_0$ ) surface du chargement de la charge concentrée

$h$  : Epaisseur du revêtement,

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ ),

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad , \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

- à ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{210}{210} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.} \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{210} = 0,5 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe2) on trouve  $M_1=0,1$ ,  $M_2=0,08$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = p_u \times M_1$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8,68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,30 \text{ KN.m}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0,0368, \mu_y = 1$$

**La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,68 + 1,30 = 9,98 \text{ K.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,94 + 1,30 = 8,24 \text{ K.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 15 \text{ cm}$

**Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 9,98 = 8,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 8,24 = 7,00 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 8,48 = -2,544 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.37.** Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	8,48	2,544	1,99	0,59	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y	7	2,554	1,83	0,66	4HA10=3,14	4HA10=3,14

**Vérification à l'ELU :****Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l' ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$P_u = 86,58 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472,5 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Pas risque de poinçonnement.

### Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2u+v} = \frac{P_u}{3u} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2v+u} = \frac{P_u}{3v} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Et on a : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,0222 < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{ya pas risque de cisaillement})$$

### -Espacement des barres

Sens x-x' :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

Sens y-y' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

### -Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 64,3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu M_2) = 64,3 \times (0,1 + 0,2 \times 0,08) = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu M_1) = 64,3 \times (0,08 + 0,2 \times 0,1) = 6,43 \text{ KN.m}$$

### Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0441 \times 5,85 \times 2,1^2 = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 1,14 = 1,14 \text{ KN.m}$$

### La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,46 + 1,14 = 8,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,43 + 1,14 = 7,57 \text{ KN.m}$$

### Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,60 = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,57 = 6,43 \text{ KN.m}$$

### Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 8,60 = -2,58 \text{ KN.m}$$

### Vérification de contrainte

Sens x-x'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 12,4 \text{ cm}; y = 2,98 \text{ cm}; I = 5061,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,30 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

Sens y-y'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 11,2 \text{ cm}; y = 2,81 \text{ cm}; I = 4055,07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,46 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

### -Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN  $\Rightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire

### -Vérification de la flèche :

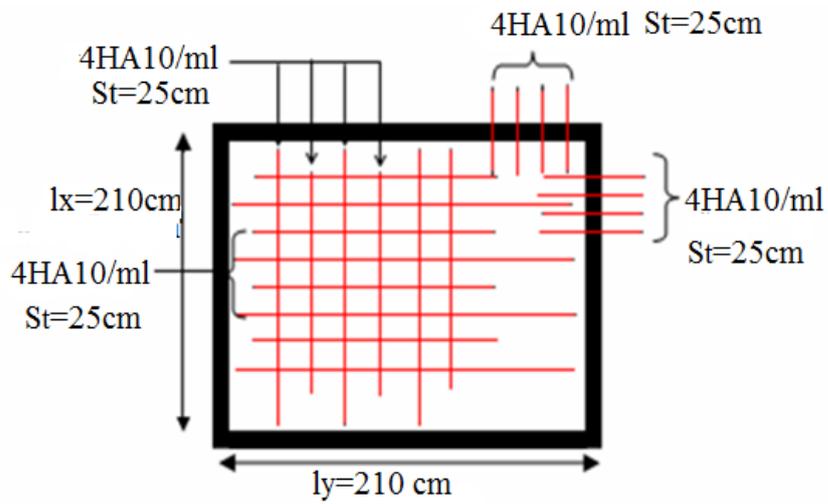
Les deux conditions à vérifier sont :

$$h/l = 0,071 \geq 1/16 = 0,06 \quad \text{vérifié}$$

$$h/l = 0,071 \geq M_t / 20M_0 = 0,0425 \quad \text{vérifié}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4.2 schéma de ferrailage :



**Figure III.18.**vue en coupe du ferrailage de la dalle

### III.5 Etude des escaliers :

#### III.5.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a deux types d'escalier en béton armé

#### III.5.2 Les charges pour la 2<sup>ème</sup> volée (RDC).

$$G_v = 9.42 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

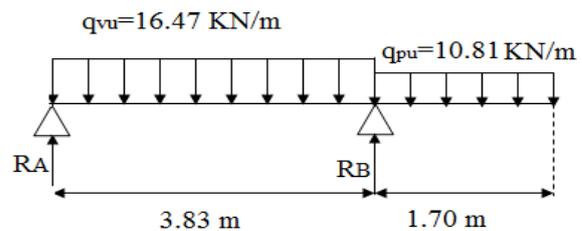


Figure III.19. Schéma statique des escaliers.

#### III.5.3 Combinaisons de charges

##### 1) pour la volée

$$q_{vu} = 1.35 \times 9.42 + 1.5 \times 2.5 = 16.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{vs} = 9.42 + 2.5 = 11.92 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{vu} = 16.47 \times 1.00 = 16.47 \text{ KN/ml. } q_{vs} = 11.92 \times 1.00 = 11.92 \text{ KN/ml.}$$

##### 2) pour le palier

$$q_{pu} = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 2.5 = 10.81 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ps} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = 27.45 \text{ KN. ;}$$

$$R_B = 54.27 \text{ KN.}$$

## III.5.4 Diagrammes des efforts internes

a) à l'E.L.U

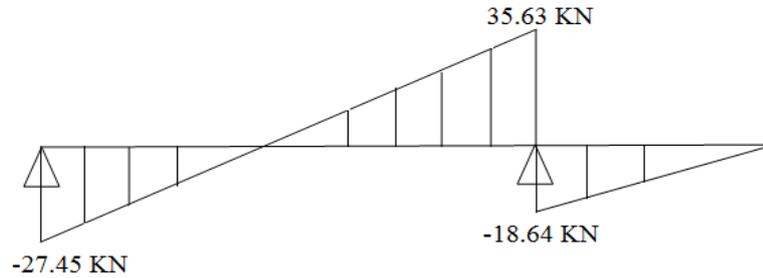


Figure.III.20. Diagrammes des efforts tranchants.

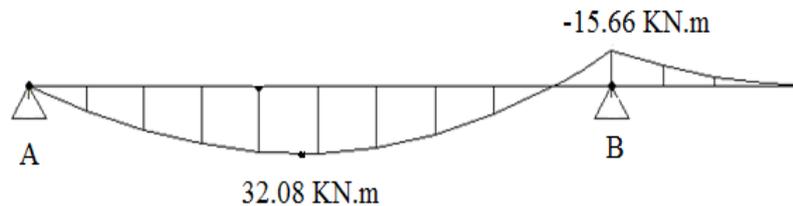


Figure.21. Diagrammes des moments à E.L.U.

Le moment à l'ELU:  $M_u = M_{\max} = 32.08 \text{ KN.m}$ .

Si on considère le volée comme une dalle appuyée sur deux cotés donc le volée travail dans un seul sens, et d'après le BAEL 91 on admet un moment en travée qui égal à  $0,85M_u$  et en appui  $0,3M_u$

$$- M_t = 0,85 \times 32.08 = 27.27 \text{ KN.m.}$$

$$- M_A = 0,3 \times 32.08 = 9.62 \text{ KN.m.}$$

- Le moment max en travée :  $M_t = 27.27 \text{ KN.m}$ .

- Le moment sur l'appui:  $M_a = \max(0,3M_t ; M_A) = \max(8.18 ; 9.62) \Rightarrow M_a = 9.62 \text{ KN.m}$ .

b) à l'ELS

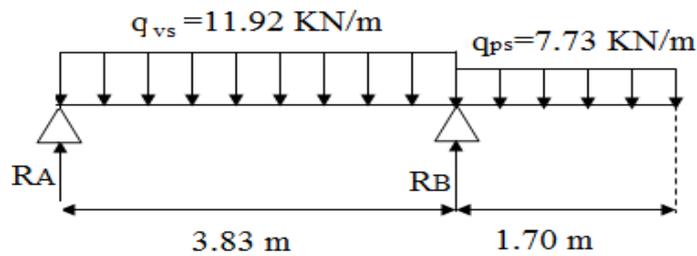


Figure III.22. Schéma statique des escaliers.

$R_A = 19.91 \text{ KN. ;}$

$R_B = 38.88 \text{ KN.}$

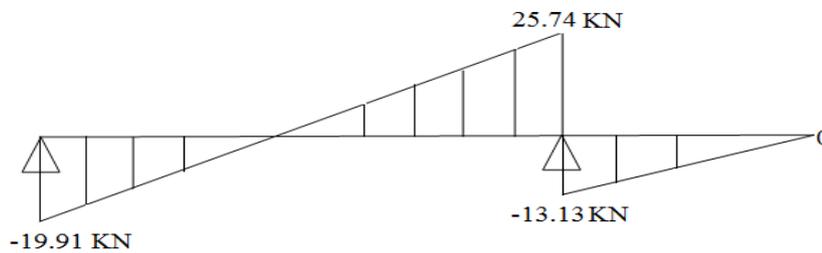


Figure.III.23.Diagrammes des efforts tranchants.

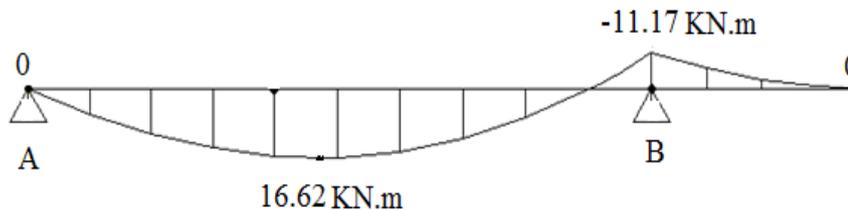


Figure.24.Diagrammes des moments a E.L.S.

Le moment à l'ELU :  $M_s = M_{\max} = 16.62 \text{ KN.m.}$

Si on considère le volée comme une dalle appuyée sur deux cotés donc le volée travail dans un seul sens, et d'après le BAEL 91 on admet un moment en travée qui égal à  $0,85M_u$  et en appui  $0,3M_u$

-  $M_t = 0,85 \times 16.62 = 14.13 \text{ KNm.}$

-  $M_A = 0,3 \times 16.62 = 4.99 \text{ KNm}$ .

- Le moment max en travée :  $M_t = 14.13 \text{ KN.m}$ .

- Le moment sur l'appui:  $M_a = \max(0,3M_t ; M_A) = \max(14.13 ; 4.99) \Rightarrow M_a = 14.13 \text{ KN.m}$ .

**III.5.5 Ferrailage (à l'E.L.U)**

❖ **En travée**

- Les caractéristiques des matériaux:

$$\text{béton} \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{acier} \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Fissuration peu préjudiciable.

- Le moment max en travée :  $M_{tu} = 27.27 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.27 \times 10^3}{1,00 \times 0,22^2 \times 14,2 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,039.$$

$$\mu_{bu} = 0.040 < 0.186 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039} \right) \Rightarrow \alpha = 0,049.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,049) \Rightarrow Z_b = 21.55 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{27.27 \times 10^5}{21.55 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_s = 3.64 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 2.4 \text{ cm}^2 ; 2.66 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 < A_s = 3.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **4T12** avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ .

**L'espacement :**

Selon le BAEL91 on a :

$$S_{t\max} \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

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

$$S_t = 25\text{cm} < S_{t\max} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}$  on adopte **4T8** avec  $A_r = 2,01\text{cm}^2$ .

**L'espace :**

$$S_{r\max} \leq \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{r\max} \leq 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En appui:**

- Le moment sur l'appui:  $M_a = 9.62\text{KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.62 \times 10^3}{1,00 \times 0,22^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,014 < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0176.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,0176) \Rightarrow Z_b = 21.85\text{cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{9.62 \times 10^5}{21.85 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_s = 1,27 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 2.4 \text{ cm}^2; 2.66 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 > A_s = 1,27 \text{ cm}^2 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.66 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte **4T10** avec  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ .

**L'espace :**

$$S_{t,max} \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{t,max} \leq 33 \text{ cm.}$$

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < S_{t,max} = 33 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition :**

- En appui:  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,79\text{cm}^2$  on adopte **4T8** avec  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**L'espacement :**

$$S_{r,max} \leq \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{r,max} \leq 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**III.5.6 Vérification (à l'E.L.S)**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut que  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right\} = 2,5\text{MPa.}$

$$\tau_u = \frac{35,63 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,22} = 0,16\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \\ A_s \leq 4,2 \frac{b \times d}{f_e} \end{array} \right\} \frac{h}{l} = \frac{24}{383} = 0,0627 < 0,1 \frac{M_t}{M_0} = 0,0646 \dots\dots\text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc il faut vérifier la flèche.

✓ **Vérification de la flèche par la méthode globale :**

$$M_{ser} = M_{max} = 16.62\text{KN.m}$$

$$f = \frac{M_{\max,ser} \cdot L^2}{10EI} = \frac{16.62 \times 3.83^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164,2 \times 2.005 \times 10^{-4}} = 0,00378\text{m} = 0,378\text{cm}.$$

On a une portée inférieure à 5 m donc :  $\bar{f} = \frac{383}{500}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{383}{500} = 0,77 \text{ cm} > f = 0,378 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

#### ♦ Evaluation des charges

$P$  : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations :

$$P_{ps} = 7.73 \times 1,00 = 7.73 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{vs} = 11.92 \times 1,00 = 11.92 \text{ KN/ml.}$$

$g$  : L'ensemble des charges permanentes :

$$g_{ps} = 5.23 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{vs} = 9.42 \text{ KN/ml.}$$

$J$  : Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements :

$$J_{ps} = 1,87 \text{ KN/ml.}$$

$$J_{vs} = 1,87 \text{ KN/ml.}$$

#### ♦ Calcul des moments

1) sous  $P$  :

$$M_{Pser} = M_{\max} = 14.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tP} = 0,85 \times 14.19 = 12.06 \text{ KN.m}$$

2) sous  $g$  :

$$M_{gser} = M_{\max} = 21.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tg} = 0,85 \times 21.59 = 18.35 \text{ KN.m}$$

3) sous  $J$  :

$$M_{Jser} = M_{\max} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{tj} = 0,85 \times 2,24 = 1,90 \text{ KN.m}$$

♦ Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) = \frac{15 \times 4,52}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 22 \times 4,52}{7,2 \times 4,52^2}} - 1 \right) = 4,94 \text{ cm.}$$

♦ Calcul du moment d'inertie de la section

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] = \frac{100 \times 4,94^3}{3} + 15 \times \left[ 4,52 \times (22 - 4,94)^2 + 0 \right]$$

$$\Rightarrow I = 23751,21 \text{ cm}^4.$$

♦ Calcul de l'inertie de la section totale homogène

$$I_o = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 24^3}{12} + 15 \times \left[ 4,52 \times \left( \frac{24}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I_o = 121980 \text{ cm}^4.$$

♦ Calcul des contraintes

$$\sigma_{SP} = 15 \frac{M_{iP}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{12,06 \times 10^3}{23751,21} \times (22 - 4,94) = 129,93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \frac{M_{ig}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{18,35 \times 10^3}{23751,21} \times (22 - 4,94) = 197,70 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \frac{M_{iJ}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1,90 \times 10^3}{23751,21} \times (22 - 4,94) = 20,47 \text{ MPa.}$$

♦ Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_o}{b} \right)} \text{ Avec: } \rho = \frac{A_s}{b_o \times d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} \Rightarrow \rho = \frac{4,52}{100 \times 22} = 0,00205.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00205 \times 5} = 10,24.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 4.09.$$

$$\mu_{sJ} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sJ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00205 \times 20.47 + 2,1} = -0.62 < 0 \Rightarrow \mu_{sJ} = 0.$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00205 \times 197.70 + 2,1} = 0,012$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00205 \times 129.93 + 2,1} = -0.16 < 0 \Rightarrow \mu_{sP} = 0$$

♦ Calcul de l'inertie fissurée

$$I_{fJ} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sJ}} = \frac{1,1 \times 121980}{1 + 10.24 \times 0} = 134178.$$

$$I_{fP} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sP}} = \frac{1,1 \times 121980}{1 + 5,67 \times 0} = 134178.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 121980}{1 + 10.24 \times 0,012} = 119494.51.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 121980}{1 + 4.09 \times 0,012} = 127900.64$$

♦ Calcul des flèches

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa et } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_{fJ} = \frac{M_{tJ} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fJ}} = \frac{1.90 \times 3.83^2}{10 \times 32164,2 \times 134178 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0,0065 \text{ cm.}$$

$$f_{fP} = \frac{M_{tP} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fP}} = \frac{12.06 \times 3.83^2}{10 \times 32164,2 \times 134178 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.0409 \text{ cm.}$$

$$f_{fg} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{18.35 \times 3.83^2}{10 \times 32164,2 \times 119495.51 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.070 \text{ cm.}$$

$$f_{fgV} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgV}} = \frac{18.35 \times 3.83^2}{10 \times 10721,4 \times 127900.64 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.1962 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 0,1962 - 0,0065 + 0,07 - 0,0409 = 0,22 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,77 \text{ cm.}$$

⇒ la flèche est vérifiée.

### III.5.6 Dessin de ferrailage de l'escalier:

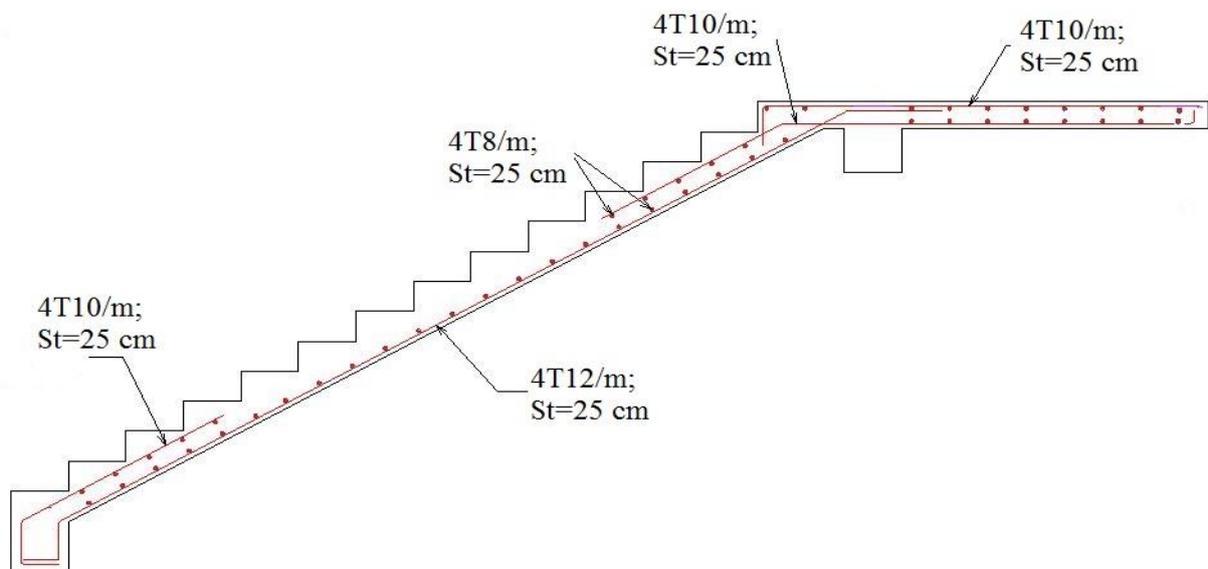


Figure III.24. Schéma de ferrailage des escaliers.

### III.6 Calcul de la poutre palière :

#### III.6.1. Calcul de la poutre palière à la flexion :

- **Pré dimensionnement :**

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

$$\Rightarrow \frac{442}{15} \leq h \leq \frac{442}{10}$$

$$\Rightarrow 29.46 \leq h \leq 44.2$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Le RPA exige que :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte une section } (30 \times 40) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- **Charges revenant à la poutre palière :**

La poutre est soumise à son poids propre et à la charge transmise par l'escalier ;

Poids propre de la poutre :  $G_{poutre} = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$ .

Poids de palier :  $G_{palier1} = G_{palier} + G_{mac} = 5,23 + 2,76 = 7.99 \text{ KN/m}^2$ .

Poids de volée :  $G_{volee} = 9.42 \text{ KN/m}^2$ .

On prend une largeur d'escalier qui est :  $b = 1 \text{ m}$  donc les charges sont :

$$G_{palier} = 7.99 \times 1,00 = 7.99 \text{ KN/ml}$$

$$G_{volee} = 9.42 \times 1,00 = 9.42 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Charge permanente : } G = \frac{7.99 \times 1,7 + 9.42 \times 3.83}{5.53} + 3,00 = 8.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

$$\text{- À l'ELU : } q_u = 1,35 \times 8.53 + 1,5 \times 2,5 = 15.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- À l'ELS : } q_s = 8.53 + 2,5 = 11.03 \text{ KN/ml}$$

- **Sollicitations**

$$\text{À l'ELU : } V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{15,27 \times 3,83}{2} = 29,24 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{15,27 \times 3,83^2}{8} \Rightarrow M_u = 27,99 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 :

$$- M_{tu} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 27,99 = 23,79 \text{ KN.m.}$$

$$- M_{Au} = 0,3 \times M_u = 0,3 \times 27,99 = 8,40 \text{ KN.m.}$$

- Le moment max en travée  $M_{tu} = 23,79 \text{ KN.m}$

- Le moment sur l'appui :  $M_{au} = \max(0,3M_{tu}; M_A) = \max(7,14 ; 8,39) \Rightarrow M_{au} = 8,39 \text{ KN.m.}$

$$\text{À l'ELS : } V_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{11,03 \times 3,83}{2} = 21,12 \text{ KN.}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{11,03 \times 3,83^2}{8} \Rightarrow M_s = 20,22 \text{ KN.m}$$

Donc : -  $M_{ts} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 20,22 = 17,19 \text{ KN.m.}$

$$- M_{As} = 0,3 \times M_s = 0,3 \times 20,22 = 6,07 \text{ KN.m.}$$

- Le moment max en travée  $M_{ts} = 17,19 \text{ KN.m}$

- Le moment sur l'appui :  $M_{as} = \max(0,3M_{ts}; M_A) = \max(5,16 ; 6,07) \Rightarrow M_{as} = 6,07 \text{ KN.m.}$

- **Ferraillage :**

- **En travée**

Le moment max en travée :  $M_{tu} = 23,79 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,79 \times 10^3}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0408.$$

$$\mu_{bu} = 0,0408 < \mu_{tu} = 0,2895 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0408} \right) \Rightarrow \alpha = 0,052 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,37 \times (1 - 0,4 \times 0,052) \Rightarrow Z_b = 36,23 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{23,79 \times 10^5}{36,23 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_s = 1,88 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T10** avec :  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ .

✓ **Vérification**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq 2,36 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version2003) :

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 < A_{\min} (RPA) = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on prend **6T12** avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ .

- **En appui :**

Le moment max en appui :  $M_{au} = 8,39 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.39 \times 10^3}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0143.$$

$$\mu_{bu} = 0,0143 < \mu_{lu} = 0,2895 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0143} \right) \Rightarrow \alpha = 0,018 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,37 \times (1 - 0,4 \times 0,018) \Rightarrow Z_b = 36,73 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{8,39 \times 10^5}{36,73 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_s = 0.66 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification :**

D'après le RPA99 (version2003) :

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.66 \text{ cm}^2 < A_{\min} (RPA) = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on prend **6T12** avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ .

**-Armatures transversales**

Selon RPA99 (version2003), la section des aciers transversales donne par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 10\text{cm}, \text{ (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2, \text{ on adopte } \mathbf{2T8} \text{ avec } A_t = 1,01\text{cm}^2.$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}, \text{ On prend } S = 15\text{cm} \text{ (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2, \text{ donc on adopte } \mathbf{3T8} \text{ avec } A_t = 1,51\text{cm}^2.$$

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

$$\tau_v \leq \bar{\tau}_v = \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V}{b \times d} = \frac{29,24 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0.26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

On a :

$$q_s = 11.03 \text{ KN/ml}$$

$$M_s^t = 17,19 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = 6,07 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite de compression du béton**

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

**En appuis :**

$$M_{ser} = 20,22 \text{ KN.m}, d = 37 \text{ cm}, b = 100\text{cm}, A_a = 6.79\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 6.79 \times y - 15 \times 6.79 \times 38 = 0$$

$$\Rightarrow y = 13.02 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 85625.99 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

• **Etat limite de déformation du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,4}{3,83} = 0,104 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,104 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.39}{10 \times 20,22} = 0,041 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.03 \times 3,83^2}{8} = 20,22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{30 \times 38} = 0,0059 < \frac{3,83}{f_e} = \frac{3,83}{400} = 0,0095 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.6.2 Calcul de la poutre palière à la torsion**

$$T_u = 8,39 \text{ KN.m}$$

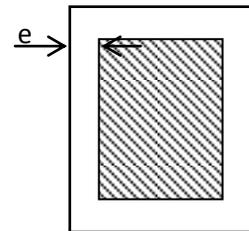
Le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite de torsion d'après les expériences, pour cela on va considérer une section creuse équivalente d'épaisseur :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CBA93( Article.5.4.3.)}$$

• **Contraintes de cisaillement ultime de torsion :**

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} \dots\dots\dots CBA(Article.5.4.2.1.)$$



$\Omega$  : Air de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (b - e)(h - e) \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{cm}^2$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,39 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 0,96 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_v = \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Ferraillage :**

a) **Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{cm.}$$

$$A_l = \frac{120 \times 8,39}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 1,65 \text{ cm}^2.$$

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s$

**Tableau.III.38** Ferraillage longitudinal de la poutre palière.

Section	Flexion	Torsion	$A_{\text{Tot}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	Barres
Appuis	6.79	1.65	8,44	10.65	3T16+3T14
travée	6.79	1,65	8,44	10.65	3T16+3T14

**b) Armatures transversales**

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

- **En travée**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{8,39 \times 15}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 0,20 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,20 + 1,51 = 1,71 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec  $A_t = 2,01 \text{cm}^2$ .

L'espaceur  $S_t = 15 \text{cm}$ .

- **En appui :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{8,39 \times 10}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 0,13 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,13 + 1,01 = 1,14 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **3T8** avec  $A_t = 1,51 \text{cm}^2$ .

L'espaceur  $S_t = 10 \text{cm}$ .

Pour  $A_t$  on choisit 1 cadre de  $\Phi 8$ +étrier  $\Phi 8 = 2,00 \text{cm}^2$ .

• **Schéma de ferrailage :**

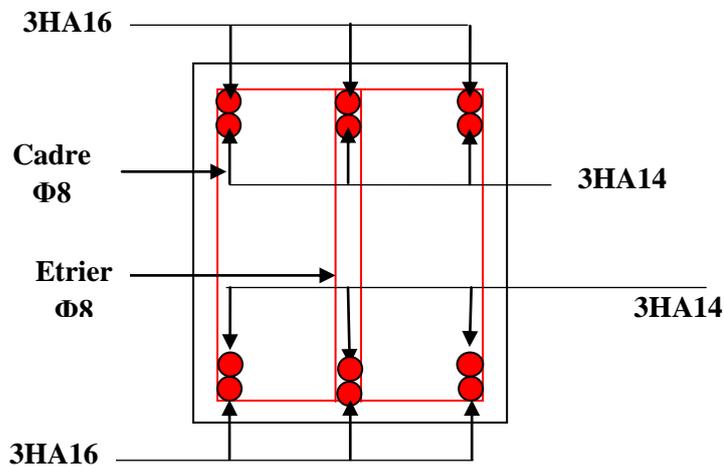


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière.



**IV.1. Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

**IV.2. Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

**IV.3. Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**IV.3.1. Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa ⇒ A = 0.15

- ✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

- ✓ **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $Pq$ :

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

**W**: poids total de la structure.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$$W_x = W_y \text{ Avec : } W_i = \sum_{i=1}^n (W G_i + \beta W Q_i).$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

✓  $\beta = 0.2$  pour usage d'habitation.

✓  $\beta = 0.6$  pour usage Commercial.

$$W = 37303.694 \text{KN.}$$

✓  $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement

( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$  **RPA99 (Formule 4-6)**

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 34,85m$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$T_c = 0.050 \times (34.85)^{3/4} = 0.71 \text{ s.}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T = 0.09H/\sqrt{L}$  **RPA99 (Formule 4-7)**

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 28.05m, \quad L_y = 19.24m$

$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.59s \\ T_y = 0.71s \end{cases}$

$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.59s > T_2 = 0.5s$

$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.71s > T_2 = 0.5s$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

Car  $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.79 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.71} \right)^{2/3} = 1.55 \end{cases}$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.59 = 0.77s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.71 = 0.92s \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.2}{5} \times 37303.694 = 2403.85 \text{ KN}$$

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.2}{5} \times 37303.694 = 2081.54 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant: RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

### IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### IV.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

##### ✓ Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

##### -Schéma du spectre de calcul :

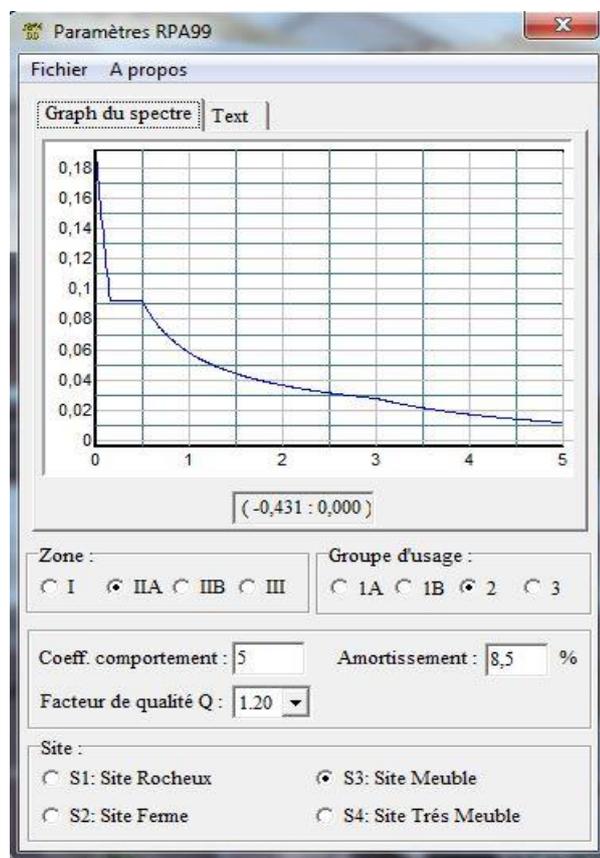
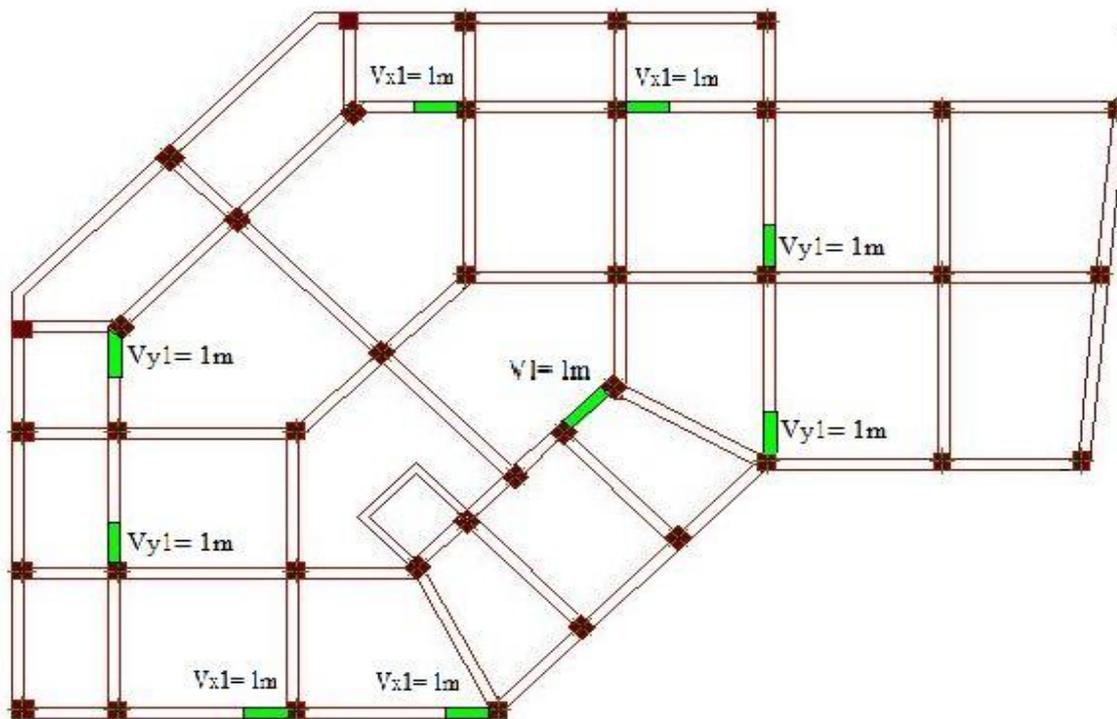


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

**IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :**

La forme irrégulière dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :



**Fig. IV.2**Disposition des voiles.

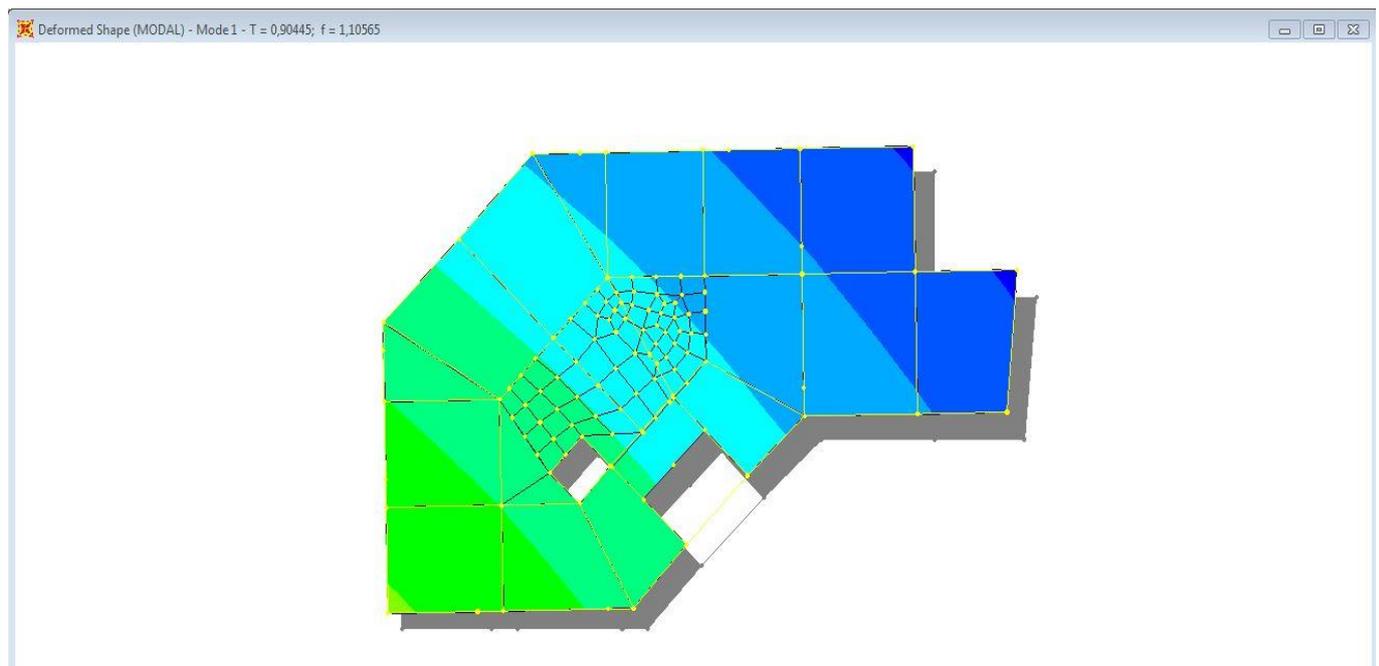
**Résultats obtenus :****a) Périodes des vibrations et participation massique**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

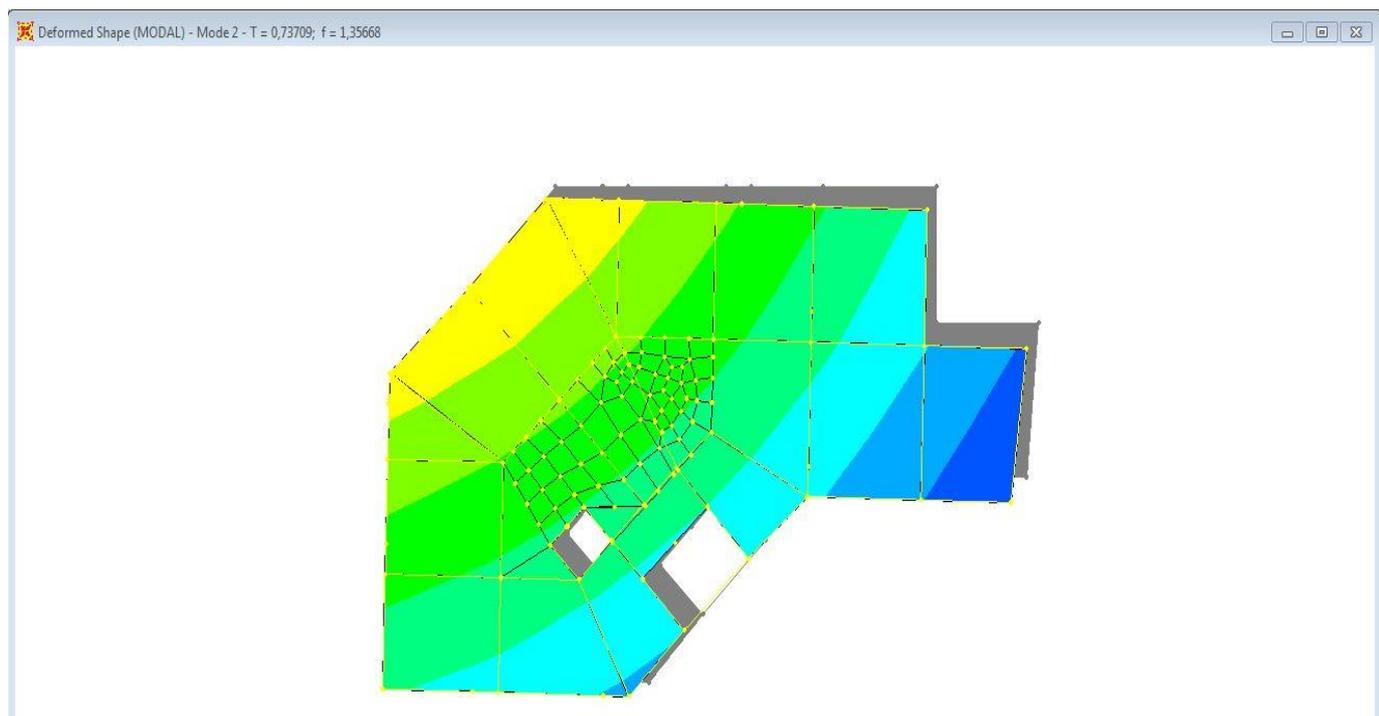
**Tableau IV.2.** Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	0,904447	0,35	0,38493	0,35	0,38493	37303,694
2	0.737095	0,38853	0,29976	0,73854	0,68469	37303,694
3	0.699237	0,00973	0,05987	0,74826	0,74456	37303,694
4	0.301539	0,05029	0,06335	0,79855	0,80791	37303,694
5	0.242278	0,06906	0,03975	0,86762	0,84766	37303,694
6	0.237996	0,00275	0,01984	0,87036	0,86751	37303,694
7	0.169331	0,00886	0,01292	0,87922	0,88043	37303,694
8	0.166378	0,00801	0,01089	0,88723	0,89132	37303,694
9	0.159216	0,000007308	0,00001216	0,88724	0,89133	37303,694
10	0.134138	0,00024	0,00576	0,88747	0,89709	37303,694
11	0.130406	0,02632	0,0144	0,91379	0,9115	37303,694
12	0,115012	0,0029	0,00422	0,91669	0,91572	37303,694

- Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.3, IV.4 et IV.5



**Fig. IV.3.1<sup>er</sup>** mode T= 0,90 (translation suivant X)



**Fig. IV.4.** 2<sup>ème</sup> mode T=0.73 (translation suivant Y)

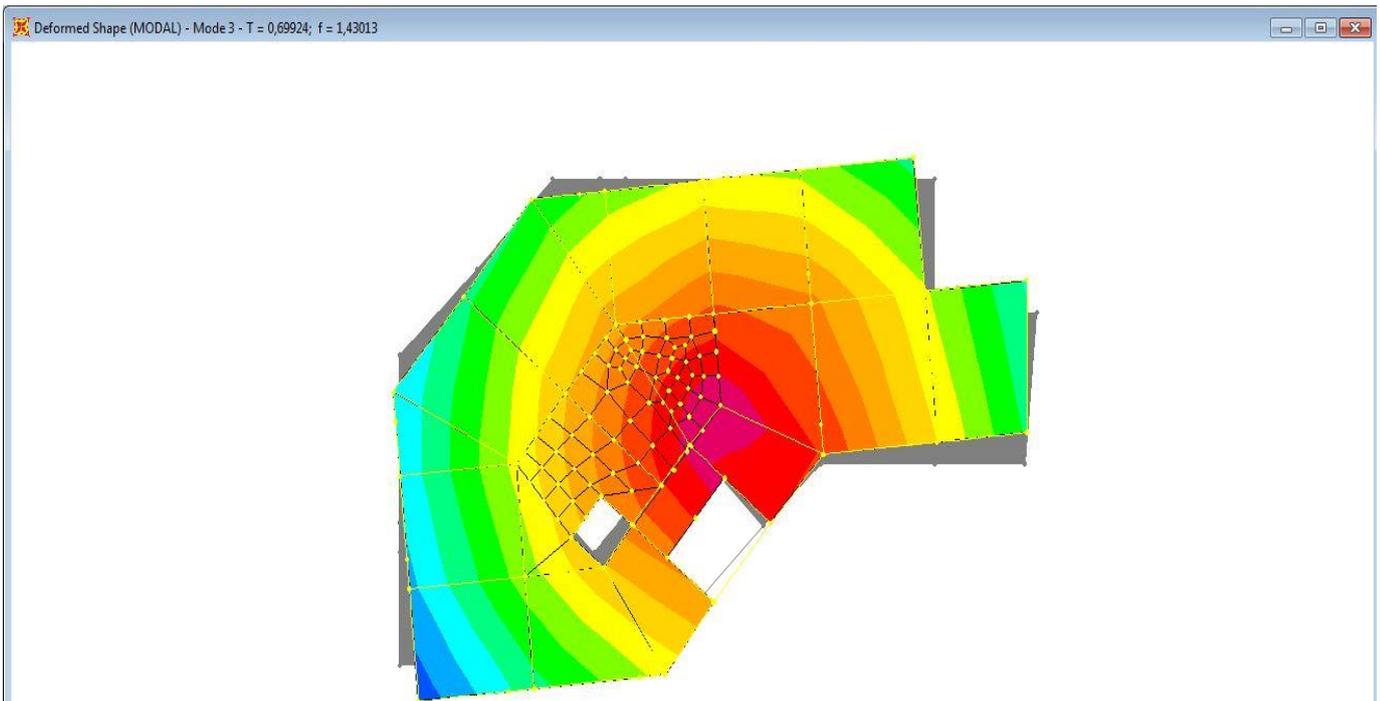


Fig. IV.5. 3<sup>ème</sup> mode T=0.69 (torsion autour de Z)

### b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.3 :

**Tableau IV.3.** Vérification sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
<i>Entre-sol</i>	42115,165	6317,801	48432,966	86,96	13,04
<b>RDC</b>	44926,922	5287,965	50214,887	89,47	10,53
<i>Etage 1</i>	40512,008	4907,108	45419,116	89,20	10,80
<i>Etage 2</i>	34038,789	4473,184	38511,973	88,38	11,62
<i>Etage 3</i>	28085,657	3695,873	31781,53	88,37	11,63
<i>Etage 4</i>	22449,75	3357,026	25806,776	86,99	13,01
<i>Etage 5</i>	16084,643	2709,07	18793,713	85,59	14,41
<i>Etage 6</i>	10969,41	1944,935	12914,345	84,94	15,06
<i>Etage 7</i>	7024,338	1334,279	8358,617	84,04	15,96
<i>Etage 8</i>	2897,082	462,408	3359,49	86,24	13,76

✓ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

**b) Sous charges horizontales (Ex et Ey)**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

**Tableau IV.4.** Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (Ex)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
<b>Entre-sol</b>	981,575	1087,175	2068,75	47,45	52,55
<b>RDC</b>	1335,494	627,16	1962,65	68,05	31,95
<b>Etage 1</b>	1425,29	710,113	2135,4	66,75	33,25
<b>Etage 2</b>	1224,776	587,641	1812,42	67,58	32,42
<b>Etage 3</b>	1212,592	616,194	1828,79	66,31	33,69
<b>Etage 4</b>	987,94	436,323	1424,26	69,36	30,64

<b>Etage 5</b>	800,4	463,822	1264,22	63,31	36,69
<b>Etage 6</b>	613,35	353,755	967,105	63,42	36,58
<b>Etage 7</b>	432,392	249,035	681,427	63,45	36,55
<b>Etage 8</b>	305,133	187,764	492,897	61,91	38,09

✓ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens x-x est vérifiée dans tous les niveaux.

**Tableau IV.5.** Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y (Ey)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
<b>Entre-sol</b>	996,624	1043,268	2039,89	48,86	51,14
<b>RDC</b>	1347,47	692,452	2039,92	66,05	33,95
<b>Etage 1</b>	1421,147	577,733	1998,88	71,10	28,90
<b>Etage 2</b>	1204,476	620,567	1825,04	66,00	34,00
<b>Etage 3</b>	1188,603	442,747	1631,35	72,86	27,14
<b>Etage 4</b>	966,122	466,698	1432,82	67,43	32,57
<b>Etage 5</b>	780,636	358,639	1139,28	68,52	31,48
<b>Etage 6</b>	601,059	253,361	854,42	70,35	29,65
<b>Etage 7</b>	416,881	187,244	604,125	69,01	30,99
<b>Etage 8</b>	288,195	52,224	340,419	84,66	15,34

✓ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens y-y est vérifiée dans tous les niveaux.

**IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations 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

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

condition suivante :

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau(IV.6)

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteaux	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
RDC, sous-sol, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	3600	2484.29	0.276	vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	3025	1638.43	0.217	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	1227.42	0.196	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	1160.30	0.229	vérifiée

#### IV.5.3. 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 la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.7.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	1958.99	2403,85	0.81	vérifiée
Sens y-y	1727.65	2081,54	0.83	vérifiée

#### IV.5.4. Justification 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 :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : 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 ci-dessus

Tableau IV.8.Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)
entre-sol	0.1	0.5	0	0.5	340	<b>0.147</b>	0.09	0.45	0	0.45	<b>0.132</b>
RDC	0.32	1.6	0.5	1.1	357	<b>0.308</b>	0.31	1.55	0.45	1.1	<b>0.308</b>
Etage 01	0.53	2.65	1.6	1.05	306	<b>0.294</b>	0.54	2.7	1.55	1.15	<b>0.322</b>
Etage 02	0.76	3.8	2.65	1.15	306	<b>0.376</b>	0.80	4	2.7	1.3	<b>0.424</b>
Etage 03	0.97	4.85	3.8	1.05	306	<b>0.343</b>	1.04	5.2	4	1.2	<b>0.392</b>
Etage 04	1.17	5.85	4.85	1.00	306	<b>0.327</b>	1.27	6.35	5.2	1.15	<b>0.376</b>
Etage 05	1.34	6.7	5.85	0.85	306	<b>0.278</b>	1.46	7.3	6.35	0.95	<b>0.310</b>
Etage 06	1.47	7.35	6.7	0.65	306	<b>0.212</b>	1.62	8.1	7.3	0.8	<b>0.261</b>
Etage 07	1.58	7.9	7.35	0.55	306	<b>0.180</b>	1.74	8.7	8.1	0.6	<b>0.196</b>
Etage 08	1.66	8.3	7.9	0.4	306	<b>0.131</b>	1.84	9.2	8.7	0.5	<b>0.163</b>

✓ **Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)]**

Les effets du 2<sup>ème</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",

$$P_K = \sum_{i=K} (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

$i=K$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$ : hauteur de l'étage "k".

- ✓ 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  $1/(1-\Theta_K)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9.Vérification de l'effet P- $\Delta$  :

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k (\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k(\text{KN})$	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k(\text{KN})$	$\Theta_k$
entre-sol	340	<b>37303.694</b>	0.5	1087.175	<b>0.05</b>	0.45	1043.268	<b>0.047</b>
RDC	357	<b>36123.77</b>	1.1	710.113	<b>0.16</b>	1.1	692.452	<b>0.168</b>
Etage 1	306	<b>32068.52</b>	1.05	587.641	<b>0.16</b>	1.15	577.733	<b>0.178</b>
Etage 2	306	<b>28292.37</b>	1.15	616.194	<b>0.17</b>	1.3	620.567	<b>0.193</b>
Etage 3	306	<b>23925.66</b>	1.05	436.323	<b>0.188</b>	1.2	462.747	<b>0.195</b>
Etage 4	306	<b>19558.95</b>	1.00	463.822	<b>0.137</b>	1.15	466.698	<b>0.157</b>
Etage 5	306	<b>15809.06</b>	0.85	353.755	<b>0.124</b>	0.95	358.639	<b>0.136</b>
Etage 6	306	<b>12078.28</b>	0.65	249.035	<b>0.103</b>	0.8	253.361	<b>0.125</b>
Etage 7	306	<b>8366.64</b>	0.55	187.764	<b>0.08</b>	0.6	187.244	<b>0.087</b>
Etage 8	306	<b>4910.26</b>	0.4	63.856	<b>0.10</b>	0.5	52.224	<b>0.154</b>

**Conclusion**

Après avoir fait plusieurs essais, nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale)

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour la forme de notre structure,

Dans notre cas, on n'a pas pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, comme le comportement de la structure.

### V.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E[3]$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons 4 types de poteaux à étudier

**Tableau. V.1.** Sections finales des poteaux

Etage	Entre sol et RDC 1 <sup>er</sup> étage	2, 3 <sup>ème</sup> étages	4, 5 et 6 <sup>ème</sup> étages	7, 8 <sup>ème</sup> étages
Section (cm <sup>2</sup> )	(60×60)	(55×55)	(50×50)	(45×45)

#### V.1.1 Recommandations du RPA99

##### Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone **(IIa)**
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % de la section du poteau en zone courante.
  - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est  $l_r = 40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

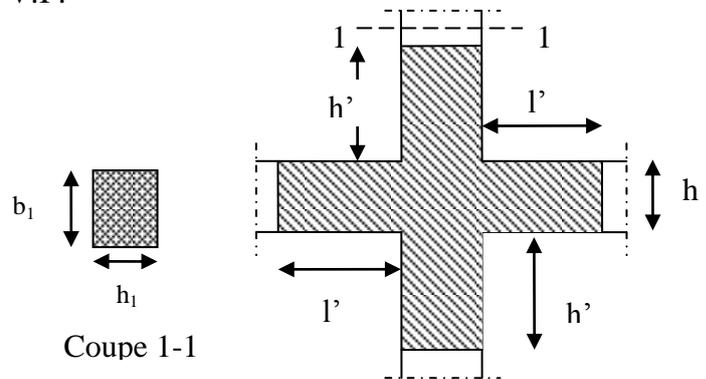


Figure V.1 Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 Armatures longitudinales minimales et maximales dans Les poteaux exigés par le RPA.

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
Entre sol, RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	60×60	28.8	144	216
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étages	45×45	16.2	81	121.5

**Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad [3]$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$ .
- $\rho = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$  ; ( $\lambda_g$  élancement géométrique).

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :
  - $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
  - $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

#### • Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3.** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
<b>60x60</b>	3421.024	17.51	88.62	1468.56	16.5	9.91
<b>55x55</b>	2255.38	43.3	69.81	740.43	141.26	13.16
<b>50x50</b>	1597.40	30.40	111.08	313.47	37.11	20.73
<b>45x45</b>	1583.32	4.65	110.26	248.05	17.33	24.83

**V.1.2. Ferrailage des poteaux**➤ **Armatures longitudinales**

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrailages

Donnés par le RPA, et celui de Socotec, les résultats sont résumés

Dans le tableau suivant

**Tableau V.4.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> ) socotec	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> ) RPA99	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x60	0	28.8	4HA20+10HA16=32.68
2 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	0	28.65	4HA20+8HA16=28.65
4, 5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50x50	2.74	20	4HA16+8HA14=20.36
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45x45	4.63	16.2	12HA14=18.47

Tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui de RPA99/03 car il est supérieur au ferrailage donné par le socotec.

➤ **Armatures transversales**

**Tableau V.5** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Entre-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 , 5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7et8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm)	60x60	55x55	50x50	45x45
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	249	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.97	3.89	4.28	4.76
$V_u$ (KN) SAP2000	108.65	101.20	88.70	72.87
$l_r$ (cm)	71	71	57	50
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15
$A^t$ (cm)	4.49	3.97	4.07	3.34
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone nodale	3.3	3.025	2.75	2.47
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	4.95	4.53	4.125	3.715
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	8HA10=6.28	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

**V.1.3 Vérifications**

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans notre structure se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de  $h= 5.78m$  et un effort normal égal à :  $3414.46 KN$

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) [2]$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)} & \dots \dots \dots si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right) & \dots \dots \dots si \lambda > 50 \end{cases}$$

**Exemple illustratif (RDC) :**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.49m$  (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.17$  (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.49}{0.17} \Rightarrow \lambda = 14.65 \Rightarrow \alpha = 0.78$

$B_r=3364cm^2$ (Section réduite).

Donc :

$N_u = 0.78 \times \left( \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 32.68 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5745.73KN$

On a  $N_{max} = 3421.024KN < N_u = 5691.20KN$  condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.6 Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{max}$ (KN)	$N_u$ (KN)
Entre-sol	60x60	3.40	2.38	0.17	14	0.79	32.68	3364	3421.024	5819.39
RDC	60x60	3.57	2.49	0.17	14.64	0.78	32.68	3364	3421.024	5745.73
1 <sup>ère</sup> étage	60x60	3.06	2.142	0.17	12.6	0.79	32.68	3364	3421.024	5819.39
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	3.06	2.142	0.16	13.38	0.79	28.65	2809	2255.38	4896.71
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50x50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.78	20.36	2304	1597.40	3880.37
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45x45	3.06	2.142	0.13	16.47	0.77	18.47	1849	1583.32	3131.21

Au tableau ci-dessus, on constate que  $N_{max} < N_u$  donc c'est vérifiée.

➤ Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

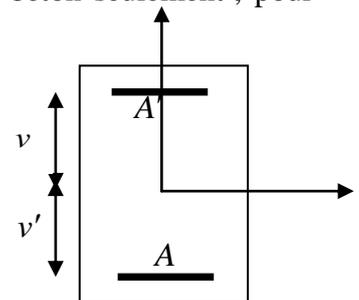


Figure V.2 Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	v' (cm)	I (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Entre sol RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x60	57	32.68	30	30	0.0143	2477.332	64.48	8.23	15
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Etage	55x55	52	28.65	27.50	27.50	0.0102	1634.65	50.93	6.77	15
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50x50	47	20.36	25.00	25.00	0.0067	1157.35	80.13	7.62	15
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45x45	42	18.47	22.50	22.50	0.0045	1150.20	79.28	9.64	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad [3]$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ MPa	τ̄ <sub>adm</sub> MPa	Observation
Entre sol	60x60	2.38	3.97	0.04	57	108.65	0.317	1	Vérifiée
RDC	60x60	2.49	3.97	0.04	57	108.65	0.317	1	Vérifiée

1 <sup>er</sup> étage	60x60	2.142	3.97	0.04	57	108.65	0.317	1	Vérifiée
2 <sup>e</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	2.142	3.89	0.04	52	101.20	0.353	1	Vérifiée
4,5 <sup>e</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50x50	2.142	4.28	0.04	47	88.70	0.377	1	Vérifiée
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45x45	2.142	4.76	0.04	43	72.87	0.367.	1	Vérifiée

**V.1.4 disposition constructive des poteaux**

▪ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II.

$\phi = 16\text{mm}$  donc  $L_r > 64\text{cm}$  ; on adopte  $L_r = 65\text{ cm}$ .

▪ **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par  $h'$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour  $h' = 70\text{ cm}$  pour tous les étages.

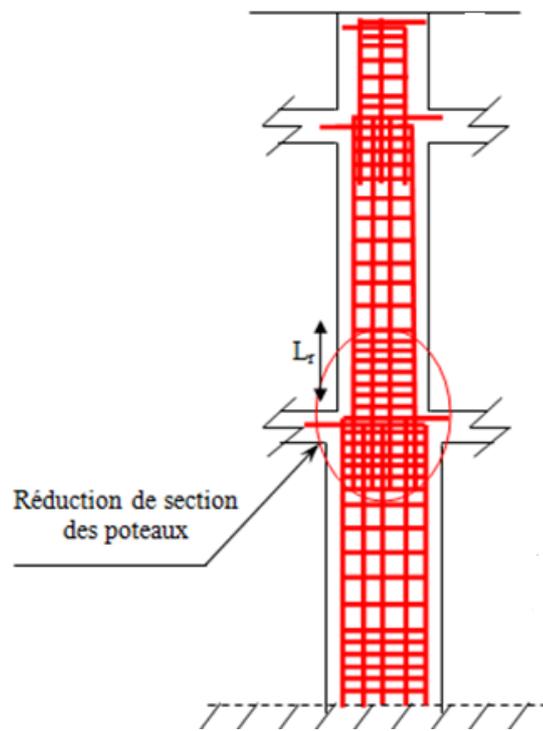
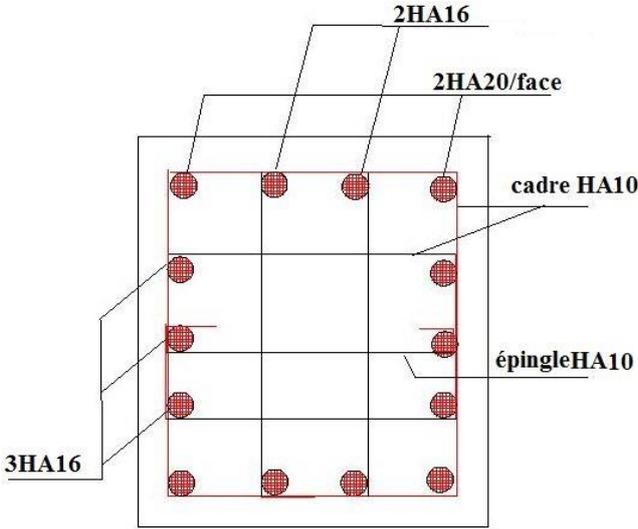
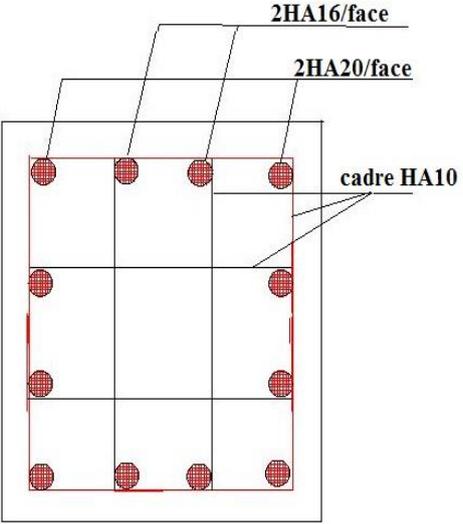
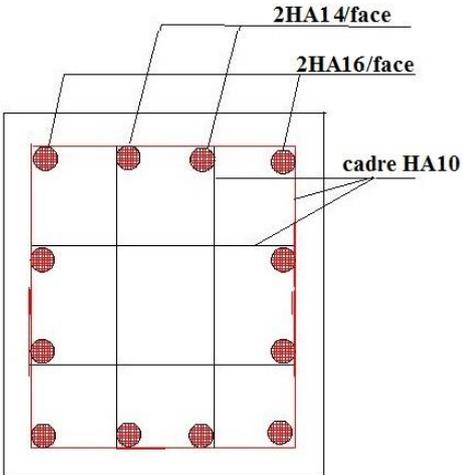
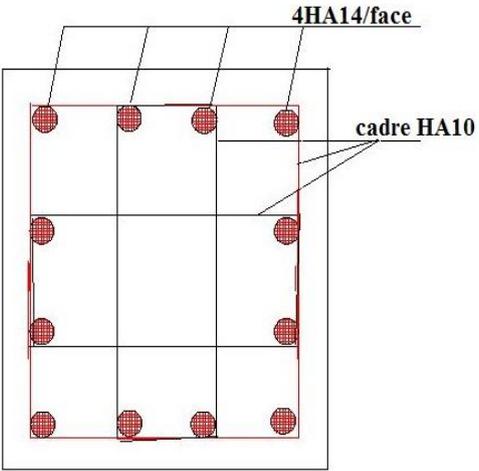


Figure V.3 Coupe longitudinale

V.1.5 Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V.9 Schémas de ferrailage des poteaux.

	
<p><b>Poteau (60×60) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteau (55×55) cm<sup>2</sup></b></p>
	
<p><b>Poteau (50×50) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteaux (45×45) cm<sup>2</sup></b></p>

## V.2 Etude des poutres

### V.2.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, 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).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.2.2 Ferrailage

➤ **Armatures longitudinales [3]**

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.

- 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 coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Armatures transversales : [3]**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de L'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### V.2.3 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) [2]$$

### V.2.4 Calcul du ferrailage

➤ **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  $\mu_{bu} \leq \mu_1 = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) z = d(1 - 0.4\alpha)$$

-Si  $\mu_{bu} > \mu_1 = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_1}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_1}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec :  $M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$

### Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45x40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } M_t = \begin{cases} 88.73 \text{KN.m} & \dots (ELU) \\ M_a = 169.83.55 \text{KN.m} & \dots (ELU) \end{cases}$$

### Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.73 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.20} = 0.118$$

$$\mu_{bu} = 0.118 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.157$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 393.62 \text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{88.73 \times 10^3}{0.393 \times 348} = 6.49 \text{cm}^2$$

### Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{169.83 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.225$$

$$\mu_{bu} = 0.225 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.323$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.365\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{169.83 \times 10^{-3}}{0.365 \times 348} = 13.37\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

➤ **Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par Socotec et RPA pour chaque type de poutres de chaque niveau.

**Tableau V.10** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section	Localisé	M (KN.m)	A <sub>calcul</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
<b>Étage Commercial et 1<sup>er</sup> étage</b>	PP	30 × 45	Appuis	169.83	13.37	6.75	<b>15.46</b>	<b>3HA20+3HA16</b>
			Travée	88.73	6.49		<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
	PS	30 × 40	Appuis	117.58	10.36	6	<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
			Travée	33.96	2.72		<b>8.01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>Étage Courant</b>	PP	30 × 45	Appuis	141.45	10.87	6.75	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
			Travée	63.28	4.54		<b>8.01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
	PS	30 × 40	Appuis	91.00	7.76	6	<b>8.01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
			Travée	24.00	1.91		<b>8.01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>Terrasse</b>	PP	30 × 45	Appuis	146.32	11.29	6.75	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>
			Travée	85.16	6.22		<b>10.65</b>	<b>3HA16+3HA14</b>
	PS	30 × 40	Appuis	57.29	4.70	6	<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
			Travée	33.79	2.71		<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>

**V.2.5 Vérification des armatures selon le RPA 99**

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

➤ **poutre principal**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

➤ poutre secondaire

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

• Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$  en zone IIa  $L_r > 40$

$\phi = 20\text{mm}$   $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$  on adopte  $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$   $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$  on adopte  $L_r = 64\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

### V.2.6 Les armatures transversales

➤ Calcul de  $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

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

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

1.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$1). S_t = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$2). S_t \leq \frac{A \times f}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 51.53\text{cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times f \times A}{b \times (\tau - 0.3 \times f)} \leq 86.68\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

- Zone nodale :  $S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$

Donc on prend  $\phi = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Zone courante** :  $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$

Soit  $S_t = 20\text{cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 20 \cdot 45 = 2.5\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.7\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.7 Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité** [2]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.52\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  [2]

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	180.40	<b>1.43</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée
Secondaires	115.30	<b>1.04</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- **Appuis de rives**  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$  [2]

- **Appuis intermédiaires**  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$   $\gamma_s = 1.15,$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	15.46	180.40	169.83	5.19	-7.73	Vérifiée
Secondaires	10.65	115.30	117.58	3.31	-6.83	Vérifiée

V.2.8 Vérification à l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad [2]$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 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)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	134.47	191256.90	18.8 9	13.28	15	vérifiée
	Travées	93.84	148798.54	16.4 8	10.39	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	58.34	111037.21	15.2 3	8	15	vérifiée
	Travées	35.66	90941.28	13.6 7	5.36	15	vérifiée

➤ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots [2]$$

Tableau V.14 Vérification de la flèche pour les poutres

	$h_t$ cm	$b$ cm	$L$ (cm)	$A_s$ (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>PP</b>	45	30	5.10	15.46	0.088	0.075	0.0084	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>PS</b>	40	30	4.42	10.65	0.090	0.075	0.0072	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.9 Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Etage commercial		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA20</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p>

Étage courant		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p> <p>En travée</p>	<p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p> <p>En travée</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>En appui</p>

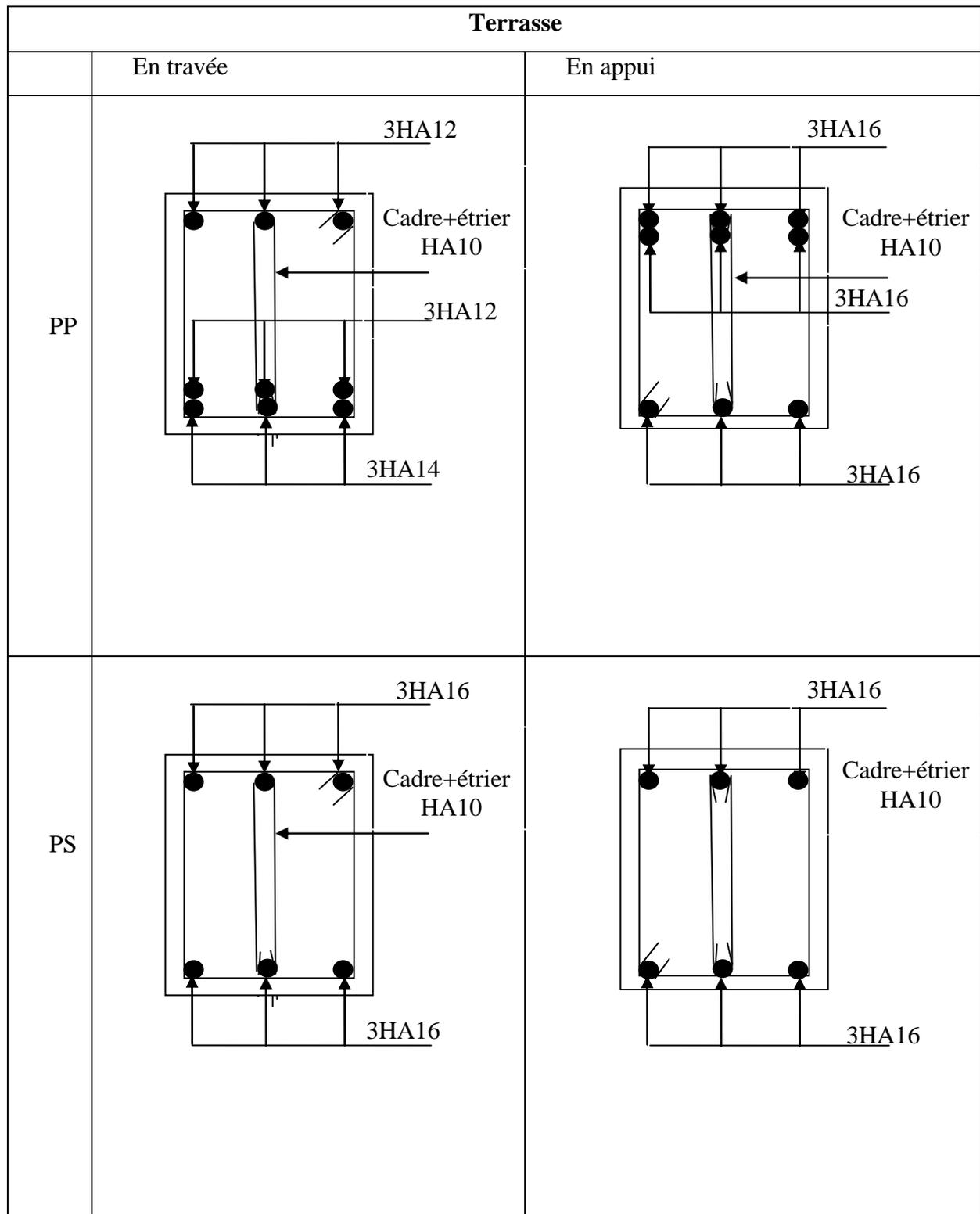
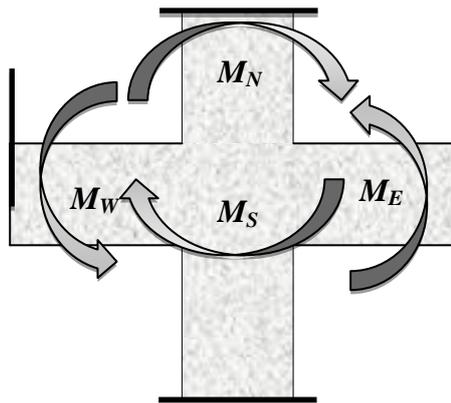


Figure V.4 Ferrailage les poutres.

➤ 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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

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)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Entre sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	54	32.68	614.12
2,3 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	28.65	493.52
4 ,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	20.36	318.84
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	18.47	260.32

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
Étage commercial et 1 <sup>er</sup> étage	PP	30×45	40.5	15.46	217.89
	PS	30×40	36	10.65	133.42
Étage courant	PP	30×45	40.5	12.06	169.97
	PS	30×40	36	8.01	100.35
Terrasse	PP	30×45	40.5	12.06	169.97
	PS	30×40	36	6.03	75.54

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale

Niveau		$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
Entre sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	x-x	614.12	614.12	<b>1228.2</b>	217.89	217.89	<b>544.72</b>	vérifiée
	y-y				133.42	133.42	<b>333.55</b>	vérifiée
2,3 <sup>ème</sup> étage	x-x	493.52	493.52	<b>987.04</b>	169.97	169.97	<b>424.92</b>	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	<b>250.88</b>	vérifiée
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	x-x	318.84	318.84	<b>637.68</b>	169.97	169.97	<b>424.92</b>	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	<b>250.88</b>	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	x-x	260.32	260.32	<b>520.64</b>	169.97	169.97	<b>424.92</b>	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	<b>250.88</b>	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	x-x	260.32	260.32	<b>520.64</b>	169.97	169.97	<b>424.92</b>	Vérifiée
	y-y				75.54	75.54	<b>188.85</b>	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### 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 encastées 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 :

➤ **Aciers verticaux**

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).

➤ **Aciers horizontaux**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils 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  $10\Phi$ .

➤ **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 le voile  $V_y$  à  $y-y'$ .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol	$V_y$	581.076	17	12.67	287.17	286.76	4.66	8.19
RDC, 1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_y$	519.56	41.87	55.59	519.55	254.85	41.87	33.56
4, 5, 6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_y$	238.75	9.13	13.01	118.02	118.02	13.01	6.876

### V.3.4 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage des voiles est représenté sur les tableaux suivant :

Tableau V.19 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_Y$  dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol	RDC, 1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section ( $m^2$ )	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00
M(KN)	17	55.59	9.12
N(KN)	581.076	519.56	238.75
section	Section EC	Section EC	Section EC
V (KN)	8.191	33.56	6.876
$\tau$ (MPa)	0.064	0.261	0.534
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ ( $cm^2$ )	9.86	9.87	3.82
$A_v^{min}$ ( $cm^2$ )	4	4	4
$A_v^{adop}$ ( $cm^2$ )	<b>10.05</b>	<b>10.05</b>	<b>5.65</b>
$N^{bre}$ /par face	5HA16	5HA16	5HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_h^{cal}$ ( $cm^2$ )	0.08	0.33	0.67
$A_h^{min}$ ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ ( $cm^2$ )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20

Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x$  dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol	RDC, 1,2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00
M(KN)	13.77	18.45	10.85
N(KN)	448.87	410.64	258.44
section	Section EC	Section EC	Section EC
V (KN)	8.49	6.91	1.35
$\tau$ (MPa)	0.66	0.054	0.01
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	7.042	6.696	4.18
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4	4	4
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.70</b>	<b>7.70</b>	<b>5.65</b>
$N^{bre}$ /par face	5HA14	5HA14	5HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.83	0.70	0.01
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA8	2HA8	5HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20

▪ Vérification à l'effort tranchant [3]

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

On remarque  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des voiles

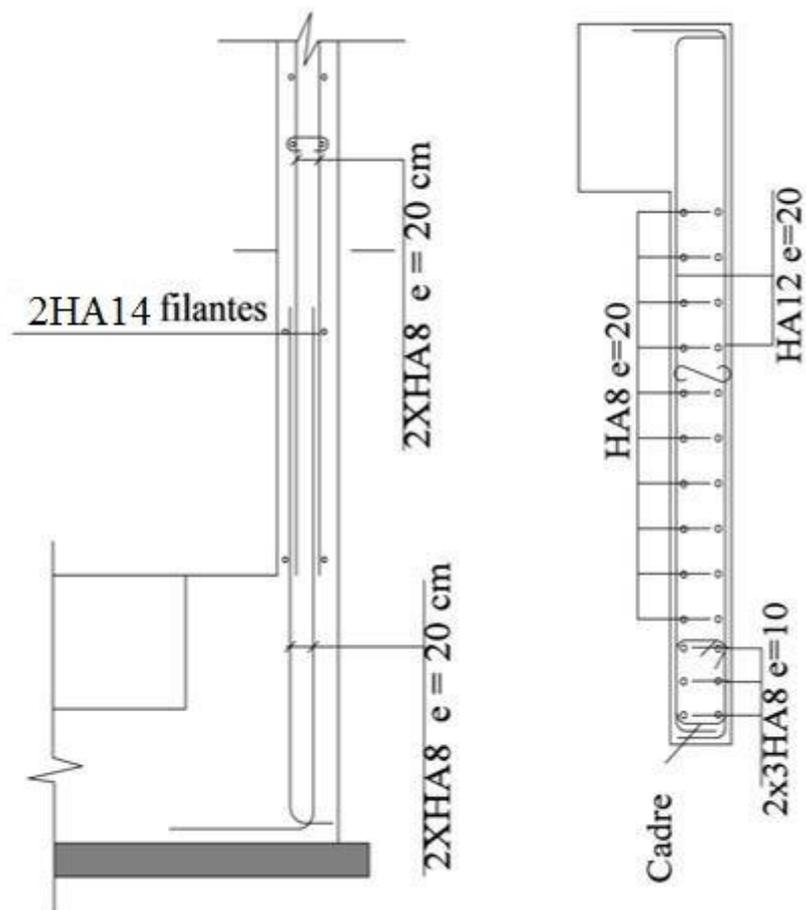


Figure V.5. Ferrailage de Voile Vx des étages courant

**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 de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL. Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 et le BAEL 91

## Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

### VI.1.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 1.6 bar à une profondeur de 2 m.

### VI.2.Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q \mp E$ .
- ✓  $0.8G \mp E$ .

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ✓  $1.35G+1.5Q$ .
- ✓  $G+Q$ .

### VI.3.Etude des fondations :

Le choix du type de fondation

Soit la surface de l'ensemble des semelles :

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{58.240452}{0.16} = 364.00 \text{ m}^2$$

$S_{bat} = 372.7 \text{ m}^2 > S_{cal} = 364.00 \text{ m}^2 \Rightarrow$  ya pas de débord.

Donc  $S_{rad} = S_{bat} = 372.7 \text{ m}^2$

Ce qui nous a conduits à choisir un radier général.

**VI.3.1 Radier général :**

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

**A - Dimensionnement :**

**La condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.10m$ )

✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$h \geq 51.0cm$  soit :  $h_t = 60cm$ .

✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$h_r \geq 25.65cm$  Soit :  $h_r = 30cm$

• **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.13^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 75.20cm$$

• **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N: effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V = \frac{58240.452 \times 5.13}{2 \times 372.7} \times 1 = 400.82 KN$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.34m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 80cm$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 40cm$  pour la dalle du radier.

La surface du radier :  $S_{rad} = 372.7 m^2$ .

## B- Vérifications nécessaires :

### a) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Effort normal de calcul,

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.8 \\ B = b + h = 0.6 + 0.8 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.6m$$

$$N_u = 3309.024KN \leq Q_u = 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3360 KN \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

### b) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8482.7 m^4, \quad X_G = 12.36 m.$$

$$I_Y = 18627.5 \text{ m}^4, \quad Y_G = 9.71 \text{ m}.$$

$$M_x = 2295.5487 \text{ KN.m}; M_y = 2337.4526 \text{ KN.m}$$

$$N = 58240.45 \text{ KN}$$

- **Sens xx :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{58240.452}{372.7} + \frac{2295.5487 \times 9.71}{8482.7} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{58240.452}{372.7} - \frac{2295.5487 \times 9.71}{8482.7} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.15 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}.$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{58240.452}{372.7} + \frac{2337.4526 \times 12.36}{18627.5} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{58240.452}{372.7} - \frac{2337.4526 \times 12.36}{18627.5} = 0.154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.156 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

**c) Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :  $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 3$  Coefficient de sécurité.

$H = 3.40 \text{ m}$  Hauteur encrée du bâtiment

$S = 372.7 \text{ cm}^2$ , surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ , Poids volumique de l'eau.

$$N = 58240.452 \text{ KN} \geq P = 3 \times 3.40 \times 372.7 \times 10 = 38015.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **Ferraillage du radier :**

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

**a) Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'ELU**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{3.8}{5.10} = 0,75 > 0,4$$

**- Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :

$N_u$  : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{58240.452}{372.7} = 156.26 \text{ KN / ml.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0621 \times 156.26 \times 3.8^2 = 140.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.5105 \times 140.2 = 71.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 119.10 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 60.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 70.06 \text{ KN.m}$$

- schéma de rupture de la dalle du radier

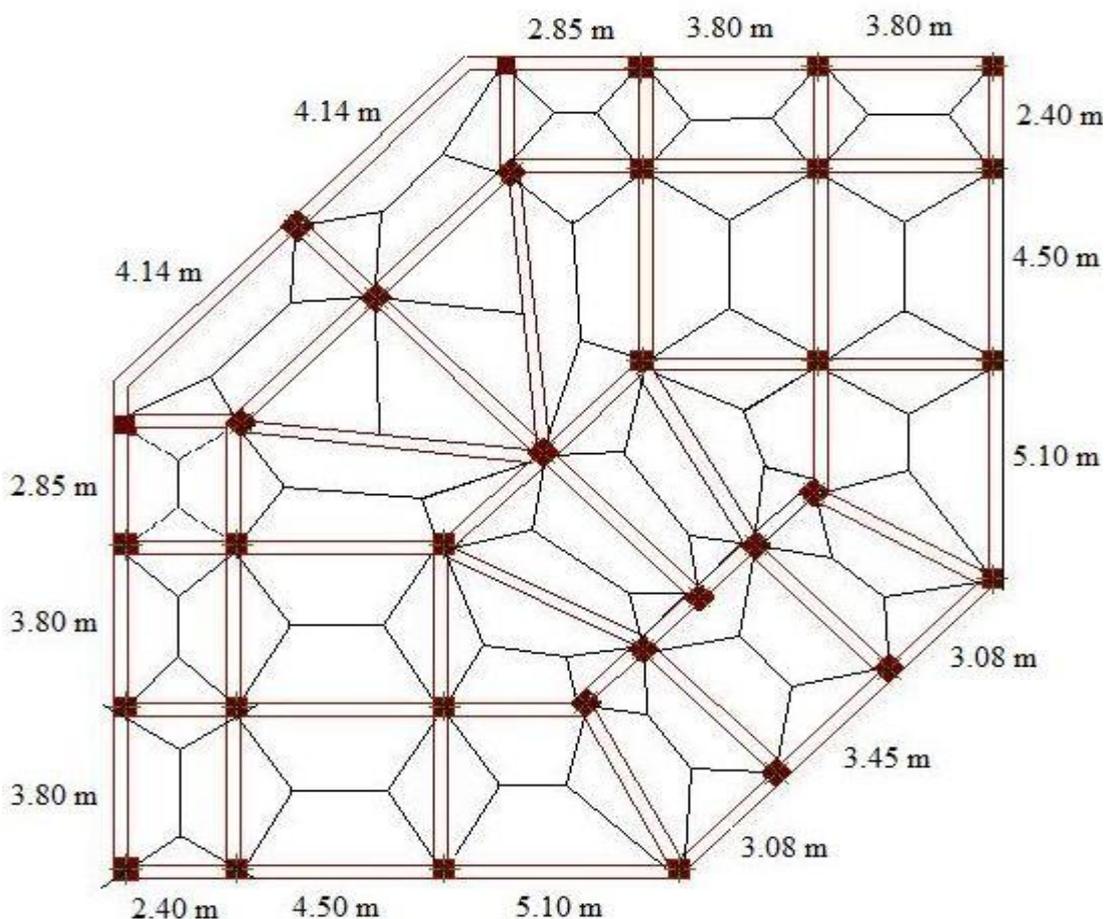


Fig.VI.1. Schéma de rupture de la dalle du radier.

**b) calcul de ferrailage :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ , les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI .1.Section des armatures du radier.**

Localisation		$M_t$ (KN.m)	$A_{calculée}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
travée	x-x	119.1	9.78	3.46	7HA16 = 14.07
	y-y	60.80	5	3.2	5HA14 = 7.70
appui		<b>70.06</b>	5.75	4.5	5HA14 = 7.70

**- Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3-0.75) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.46 \text{ cm}^2 \\ A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$  pour les HA et FE400

$$\text{En appui : } A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23 \text{ cm}^2$$

#### - Espacement des armatures

$$\begin{cases} \text{sens x: } S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{sens y: } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

#### • Vérification :

➤ 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

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 297.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{297.66}{1 \times 0.35} = 0.85 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 398.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{398.69}{1 \times 0.35} = 1.13 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

A l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{42429.2}{372.7} = 113.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0684 \times 113.96 \times 3.8^2 = 112.56 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6447 \times 112.56 = 72.57 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en travée :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 95.68 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 61.68 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moment en appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 56.28 \text{ KN.m}$

**Etat limite de compression du béton :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

- **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

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		$M_{ser}$ (KN.m)	A	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
travée	xx	95.68	14.07	14.45	189700.15	7.28	155.47	vérifié
	yy	61.68	7.7	10.22	121663.08	5.18	188.44	vérifié
appui		56.28	7.7	10.22	121663.08	4.72	171.94	vérifié

- Schéma de ferrailage du radier général :

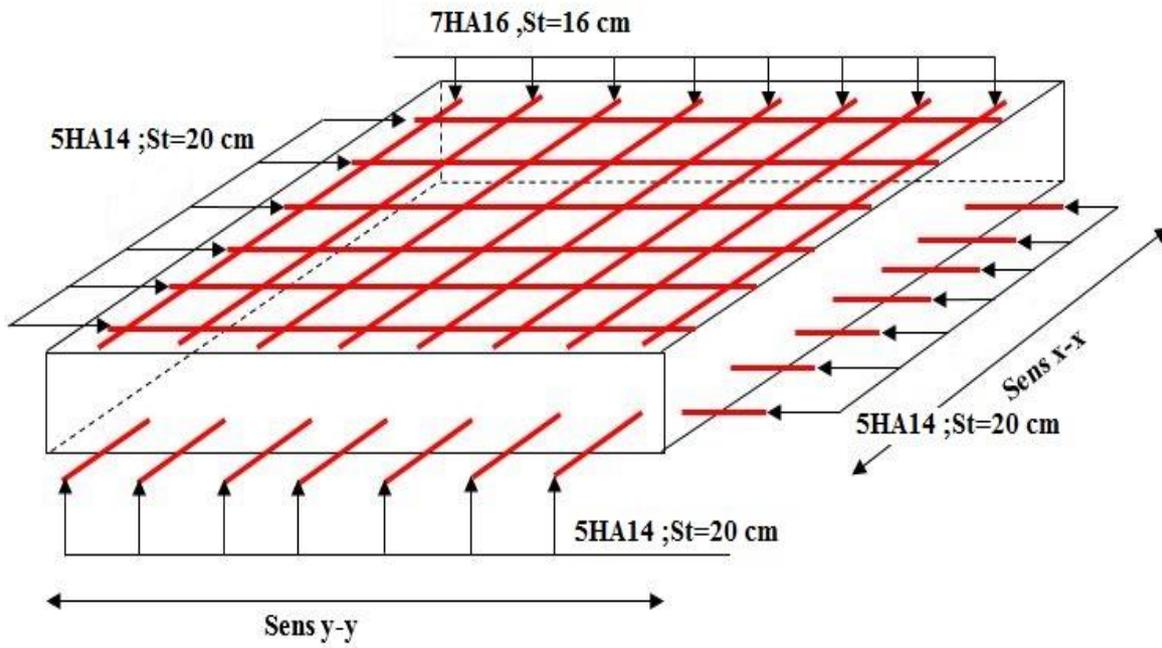


Fig.VI .2.Schéma de ferrailage du radier

VI.3.2 Nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

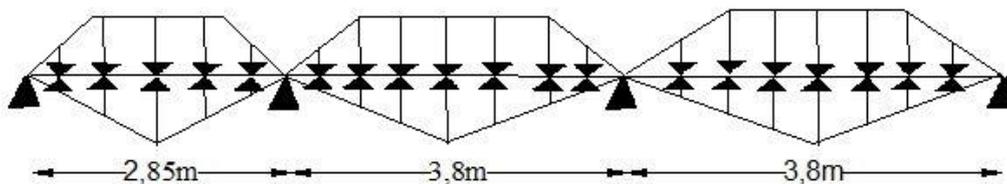
a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

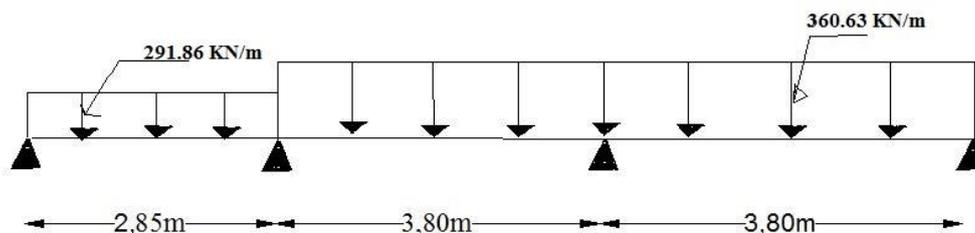
On à  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :**  $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$  ; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales :**  $p = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$  ; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.
- $q_u = 156.26 \text{ KN/m}$
- $q_s = 113.96 \text{ KN/m}$

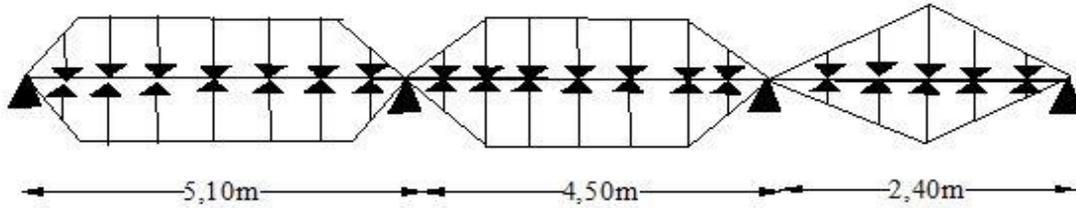
• **Sens transversal x-x**



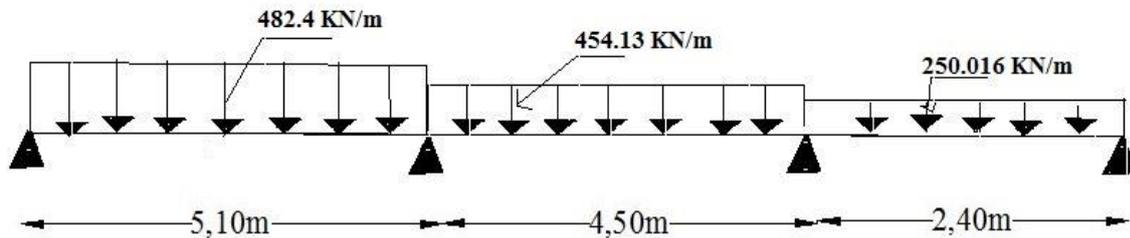
• **Schéma statique équivalent :**



- Sens longitudinal Y-Y



- Schéma statique équivalent :



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 :  $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moment en travée

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- Sens transversal x-x

Tableau. VI.3 Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		x (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	2.85	2.85	291.86	44.45	337.32	1.78	50.57
B-C	3.8	3.04	360.63	337.32	514.62	2.03	215.84
C-D	3.8	3.8	360.63	514.62	97.64	1.60	304.65

- Sens longitudinal y-y

**Tableau.VI.4**Sollicitations de la nervure longitudinale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN/m)		x (m)	$M_t$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.10	5.10	482.45	235.28	1151.93	2.92	775.43
B-C	4.50	3.6	454.13	1151.93	483.21	1.81	222.61
C-D	2.40	2.40	250.016	483.21	27	0.83	162.54

- Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.5.**Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	304.65	-514.62
$M_S$ (KN.m)	215.62	-375.3
V(KN)	731.85	

- Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6.**Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	775.43	-1151.93
$M_S$ (KN.m)	566.32	-838.71
V(KN)	1409.98	

**b) Le Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$h_t = 0.8m$

$h_0 = 0.4m$

$b_0 = 0.65m$

$d = 0.72m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5,1}{10}; \frac{3,8}{2})$

$b_1 \leq \min(0.51; 1.9)$

soit :  $b_1 = 0.50m$

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65m$

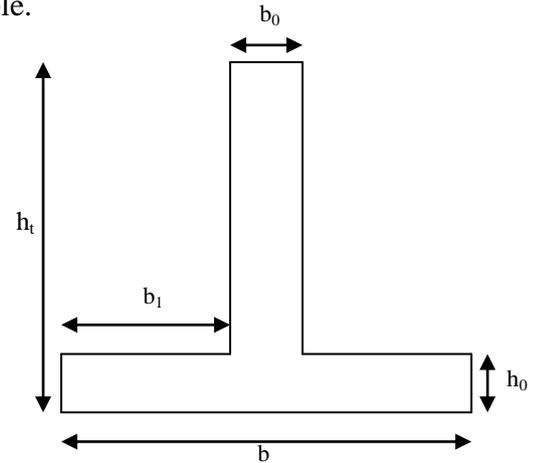


Fig. VI.3 Section à ferrailer

Tableau.VI.7 Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	304.65	25.08	14.35	10T25=49.09
	Appui	514.62	42.37	14.35	10T25=49.09
y-y	Travée	775.43	63.84	14.35	14T25=68.72
	Appui	1151.93	94.83	14.35	12T32=96.51

• **Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.289MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$

Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1409.98	<b>1.186</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
Sens X-X	731.85	<b>0.62</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

• **Vérification à l'ELS**

**Tableau VI.9 .Vérification à L'ELS.**

Localisation	Sens	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
y-y	Travé	566.32	68.72	24.38	826500.57	16.70	15	489.2	240
	appui	838.71	96.51	27.83	4009851.13	5.85	15	139.2	240
x-x	Travé	215.622	49.09	21.27	2424276.18	1.89	15	67.62	240
	appui	375.30	49.09	21.27	2424276.18	3.35	15	119.8 5	240

On remarque que les contraintes de la travée dans le sens y-y ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI. 10 Vérification des contraintes.**

Localisation	Sens	Choix par (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
y-y	Travée	12HA32	96.51	27.83	4009851.131	3.93	93.56
	appui	12HA32	96.51	27.83	4009851.131	5.85	139.2 77
x-x	Travée	10HA25	49.09	21.27	2424276.18	1.89	67.62
	appui	10HA25	49.09	21.27	2424276.18	3.35	119.8 5

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.88; 65; 25)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25mm$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit  $5HA10=3.93 \text{ cm}^2$  (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

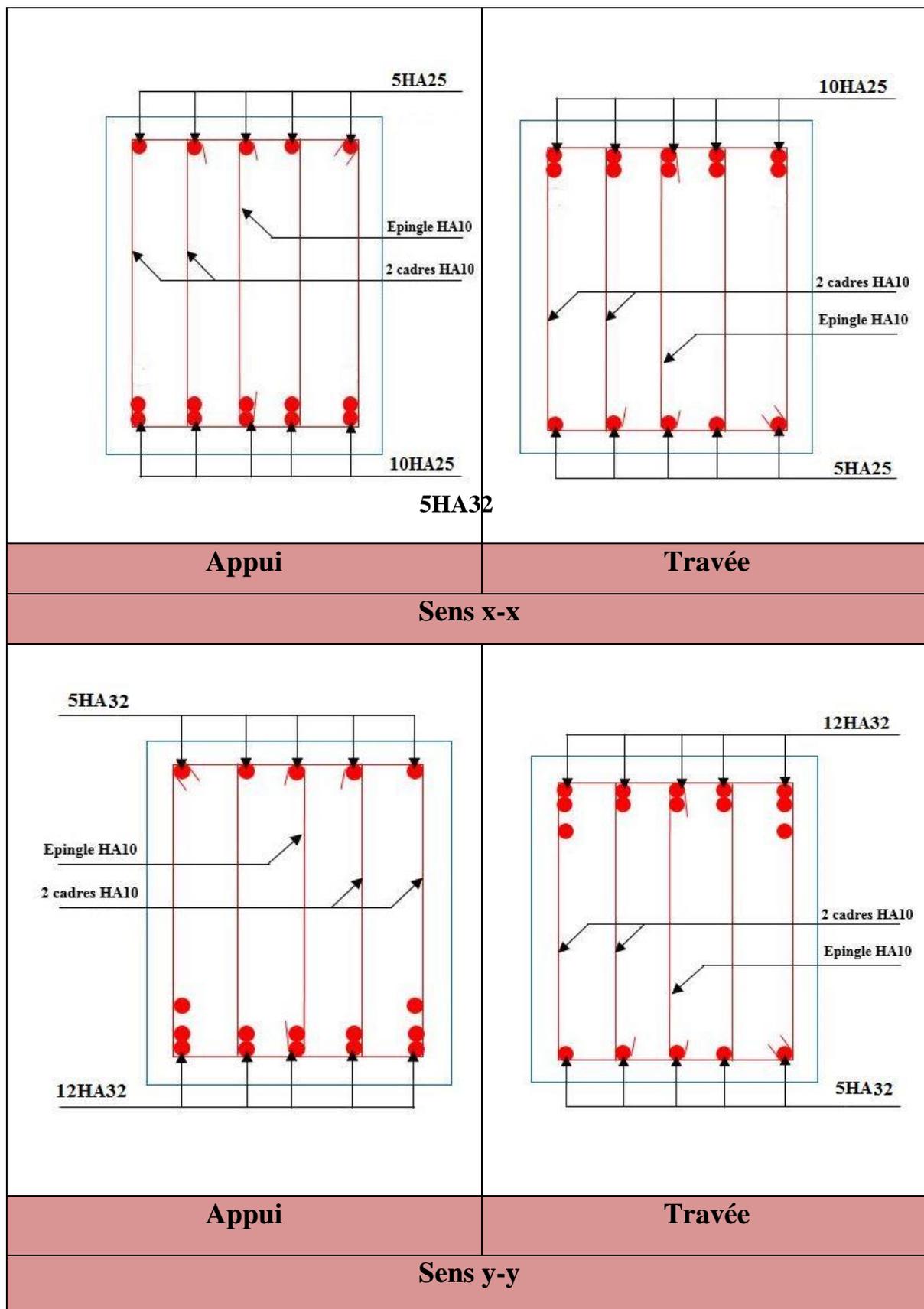
$$1).S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.648; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2).S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 60\text{cm}.$$

$$3).S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.65[1.186 - 0.3 \times 2.1]} = 34.74\text{cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Schémas de ferrailage des nervures :



**VI.3.3. Voile périphérique :**

**Introduction**

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base 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.

• **Dimensionnement des voiles :**

La hauteur  $h=3.4$  m

La longueur  $L=5.10$ m

L'épaisseur  $e=20$  cm

• **Caractéristiques du sol :**

Le poids spécifique  $\gamma_h = 20.2 \text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement  $\phi = 27^\circ$

La cohésion  $c=0.48$  bar.

• **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

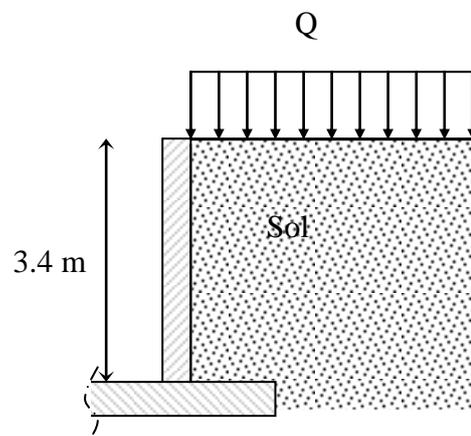
a) **La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 25.20 \text{KN} / \text{m}^2$$

b) **Charge due à la surcharge :**

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 3.76 \text{ KN/m}$$

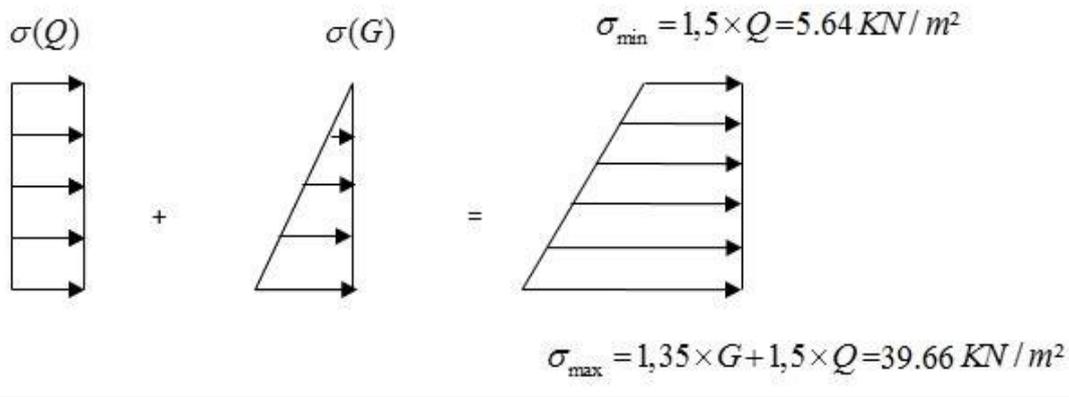


**Fig.VI.4. Voile périphérique**

• **Ferraillage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **A L'ELU**



**Fig.VI.5.Répartition des contraintes sur le voile.**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 31.15 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.40 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.10 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.66 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 26.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 9.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.60KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 8.46KN.m$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 13.27KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0.1\% b * h$  ...condition exigée par le RPA.

**Tableau. VI.11. Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	x-x	22.60	0.0028	0.003	0.75	0.86	8	6T14=9.24	16.5
	y-y	8.46	0.0010	0.0013	0.75	0.32	8	4T16=8.04	25
Appui		13.27	0.0016	0.0020	0.75	0.51	8	6T14=9.24	16.5

**- Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $S_t = 16.5cm \leq \min(3e, 33 cm) = 33 cm$

Armatures //  $L_y$ :  $S_t = 25cm \leq \min(4e, 45 cm) = 45 cm$

**• Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

**En travée :**  $\begin{cases} A_x^{min} = 1,87cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{min} = 1,6cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$

**En appui :**  $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81cm^2$

$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$A_a > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

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

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{fissuration nuisible}$$

On a  $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 44.22KN$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 28.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.435 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 10.38 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.12. Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	observ ation
En travée	Sens x- x	17.64	9.24	5.81	27132.85	3.78	15	118.88	201.6	Vérifier
	Sens y- y	9.435	8.04	5.49	24389.55	2.10	15	72.59	201.6	Vérifier
En appui		10.38	9.24	5.81	27132.85	2.22	15	69.95	201.6	Vérifier

- Schéma de ferrailage :

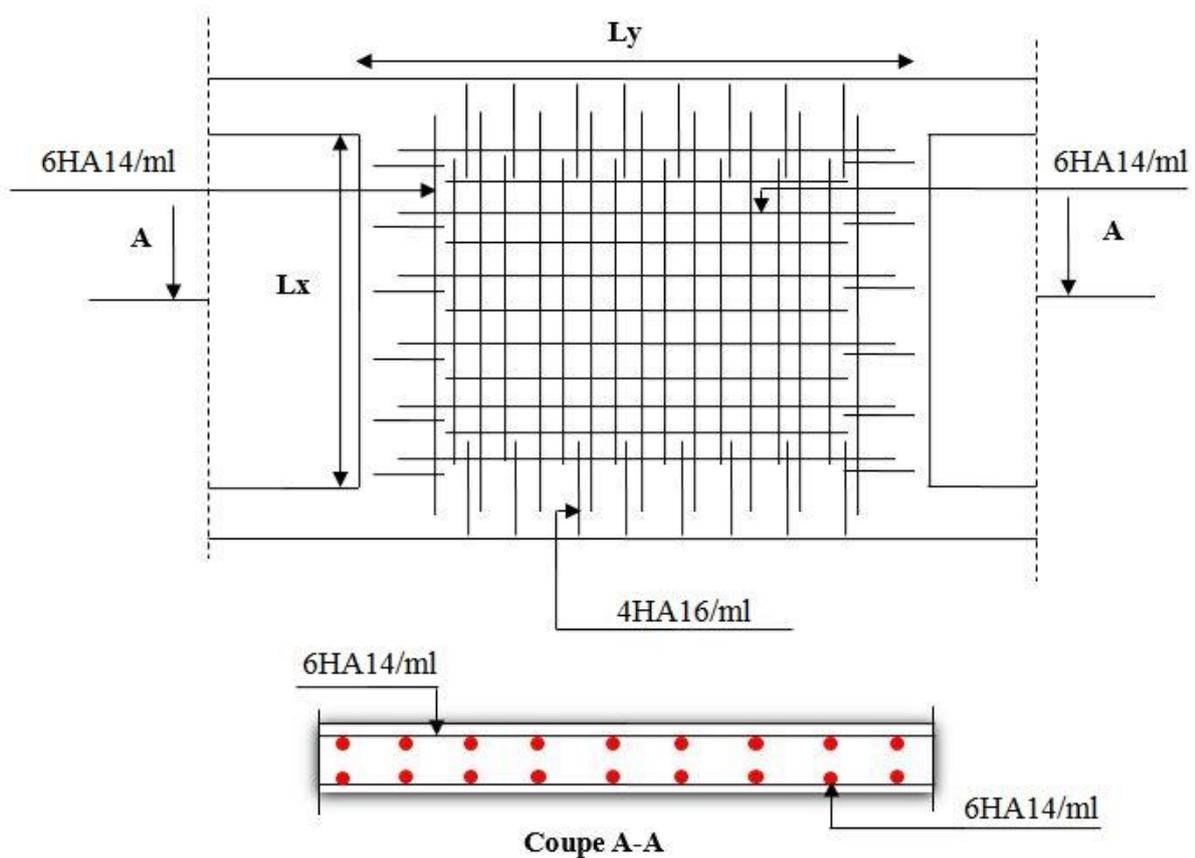


Fig.VI.6.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

**Conclusion :**

L'implantation d'un ouvrage nécessite de procéder à une étude de sol sérieuse, permettant de dresser avec une bonne précision sa capacité pour qu'il supporte les charges appliquées par le bâtiment sur le sol.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portante de (1.6 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 31ème et master I année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# Annexes

# *Introduction*

*Chapitre I*  
*Généralités*

*Chapitre II*

*Pré dimensionnement des*  
*éléments*

*Chapitre III*  
*Etude des éléments*  
*secondaires*

*Chapitre IV*  
*Etude dynamique*

*Chapitre V*  
*Etude des éléments*  
*structuraux*

***Chapitre VI***  
***Etude de l'infrastructure***

# *Conclusion générale*

