



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## **Mémoire**

**Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil**

**Master 2**  
**Option : Matériaux Structures**

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment R + 10 + 2 sous-sol en  
béton armé située à Sidi Boudraham à Oued  
Ghir.**

**Présenté par :**

LAHDIRI Abdel Hafid  
OUMEDOUR Amira

**Encadré par :**

Mr THAHAKOURT AbdelKader

**Jury**

Mr BELHAMDI  
Mme SELLAMI

## *Remerciement*

*Nous tenons à remercier en premier lieu Dieu l'omniscient et l'omnipotent qui nous a donné la force et la volonté pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions ainsi nos familles qui ne cessent de nous encourager durant ce long parcours.*

*Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadreur monsieur Thahakourt, pour sa disponibilité, ses efforts et plus singulièrement pour les conseils éclairés qu'il nous a prodigué tout au long de notre travail, votre amabilité et votre gentillesse méritent toute admiration.*

*Nous remercions les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous tenons également à exprimer nos gratitude envers tous les enseignants et les employés de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.*

*Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants depuis le primaire jusqu'au moment présent, qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour le présent et l'avenir.*

*Qu'il nous soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Merci,*

*Thanks,*

*Gracias,*

*Eskerrik !*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.*

*A mon frère et ma sœur (Nassim, Nassima).*

*A la famille LAHDIRI et ZIANE.*

*A mes amis : Lyes, Hamza, Amel, Khalida, Hanane et tout le reste.*

*A mon binôme Amira et à toute sa famille.*

*LAHDIRI Abdel Hafid*

## Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents, que Dieu le tout puissant leurs préserve bonne santé et longue vie.*

*À mes très chères sœurs (Ouahiba, Hanane, Asma, Yasmina, Kahina).*

*À mes chers frères (Samir, Sofiane, Faiçel, Slimen), ainsi que mes belles sœurs et mes très cher(e)s neveux et nièces.*

*Spécialement, à mon très cher oncle Boualem mon meilleur exemple et ma lumière, sans oublier sa petite famille (ma tante Lylai, Adem, Bessema et Sofiane).*

*À mes deux chères familles OUMEDOÛR et KAABACHE.*

*À tous mes amis et mes collègues (Amel, Khalida, Hanane, Lyakout, Lyes, Yanis et Omar).*

*Et finalement, à mon compagnon de parcours « Abd-El-Hafid », ainsi qu'à toute sa famille.*

*OUMEDOÛR Amira*

**Table des matières**

**Introduction Générales**

**Chapitre I Généralités**

I.1	Introduction .....	2
I.2	Présentation de site .....	2
I.2.1	Caractéristique du sol .....	2
I.3	Présentation de l’ouvrage .....	3
I.3.1	Caractéristique géométrique de l’ouvrage .....	3
I.3.2	Description structurale.....	3
I.4	Choix du type de contreventement .....	4
I.5	Bases réglementaires .....	5
I.5.1	Règlements et normes utilisés .....	5
I.5.2	Les Etats Limites .....	5
I.5.3	Hypothèses fondamentales de calcul : .....	6
I.6	Les actions : .....	7
I.6.1	Valeurs caractéristiques des actions : .....	7
I.7	Valeurs de calcul des actions.....	7
I.7.1	Combinaison du BAEL : .....	8
I.7.2	Combinaison du RPA .....	9
I.8	Les sollicitations : .....	9
I.8.1	Sollicitations simples : .....	9
I.8.2	Sollicitations composées : .....	9
I.9	Les matériaux .....	10
I.9.1	Le béton.....	10
I.9.2	Les aciers.....	14
I.9.3	Le béton armé.....	16
I.10	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	17
I.11	Conclusion.....	17

**Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments**

II.1	Introduction .....	18
II.2	Pré-dimensionnement du plancher .....	18
II.2.1	Plancher à entrevous (plancher à corps creux) .....	18
II.2.2	Les dalles pleines.....	23
II.3	Pré-dimensionnement des poutres .....	25

II.3.1	Calcul des longueurs des poutres .....	25
II.3.2	Poutres principales.....	26
II.3.3	Poutres secondaires .....	27
II.3.4	Cas particulier des poutres secondaires inclinées.....	27
II.4	Pré-dimensionnement des voiles .....	28
II.5	Pré –dimensionnement des escaliers .....	29
II.5.1	Terminologie .....	29
II.5.2	Escalier du RDC :.....	30
II.5.3	Escalier de l'étage courant : .....	31
II.6	Pré-dimensionnement des poteaux :.....	32
II.6.1	Evaluation des charges et des surcharges .....	33
II.6.2	Surface afférente :.....	37
II.6.3	Vérification du poteau : .....	46
II.6.4	Vérification au flambement :.....	47
II.6.5	Vérification des conditions du RPA :.....	48
II.7	Pré dimensionnement d'acrotère : .....	48
II.8	Conclusion :.....	49
<b>Chapitre III Etudes des éléments secondaires</b>		
III.1	Introduction .....	51
III.2	Calcul des planchers.....	51
III.2.1	Plancher à corps creux.....	51
III.2.2	Plancher à dalle pleine.....	83
III.3	Etude des escaliers.....	101
III.3.1	Escalier type 1 .....	102
III.3.2	Etude d'escalier type 1' .....	110
III.3.3	Schéma de ferrailage .....	116
III.4	Etude de l'ascenseur.....	117
III.4.1	Définition.....	117
III.4.2	Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....	117
III.4.3	Dalle de salle machine.....	120
III.4.4	Schémas de ferrailage.....	123
III.5	Etude de l'acrotère : .....	124
III.6	Etude de la poutre de chaînage.....	129
<b>Chapitre IV Etude dynamique</b>		
IV.1	Introduction : .....	132

IV.2	Méthodes utilisables : .....	132
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	132
IV.3.1	Méthode statique équivalente : .....	132
IV.3.2	Méthode dynamique qui regroupe : .....	132
IV.4	Calcul de la force sismique V statique : .....	133
IV.4.1	Calcul de la période fondamentale de la structure : .....	134
IV.5	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	135
IV.6	Modélisation et résultats : .....	136
IV.6.1	Disposition des voiles de contreventement : .....	137
IV.6.2	Mode de vibration et taux de participation des masses : .....	138
IV.6.3	Les modes de vibrations : .....	138
IV.6.4	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 : .....	140
IV.7	Conclusion.....	146
<b>Chapitre V Etude des éléments structuraux</b>		
V.1	Introduction .....	147
V.2	Etude des poutres : .....	147
V.2.1	Recommandation du RPA99/Version 2003 .....	147
V.2.2	Sollicitation et ferrailage des poutres .....	148
V.2.3	Vérification des armatures selon RPA99 : (art 7.5.2.1).....	148
V.2.4	Vérification à l'ELU.....	150
V.3	Etude des poteaux.....	152
V.3.1	Calcul de ferrailage .....	154
V.3.2	Ferraillages des poteaux .....	167
V.4	Etude des voiles.....	167
V.4.1	Définition.....	167
V.4.2	Disposition parasismique des voiles .....	168
V.4.3	Exigence du RPA .....	168
V.4.4	Recommandation du RPA99 version 2003 .....	169
V.5	Conclusion.....	176
<b>Chapitre VI Etude de l'infrastructure</b>		
VI.1	Introduction .....	177
VI.2	Les différents types de fondations.....	177
VI.3	Choix du type des fondations .....	177
VI.4	Etude des fondations .....	177
VI.4.1	Combinaisons de calcul.....	177



VI.4.2	Vérification de la semelle isolée.....	177
VI.4.3	Vérification de la semelle filante.....	178
VI.4.4	Etude du radier .....	179
VI.4.5	Etude de voile périphérique.....	195
VI.5	Conclusion.....	198

### **Conclusion Générale**

### **Bibliographie**

### **Annexes**

### **Plan de la structure**

Liste des Figures

<b>Figure I. 1.</b> Diagramme des déformations limites de la section. ....	6
<b>Figure I. 2.</b> Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton. ....	11
<b>Figure I. 3.</b> Diagrammes déformations-contraintes du béton. ....	12
<b>Figure I. 4.</b> Diagramme expérimental de l'acier. ....	15
<b>Figure I. 5.</b> Diagramme des contraintes déformations pour les aciers. ....	15
<b>Figure II. 1.</b> Illustration en 3D d'un plancher à entrevous. ....	19
<b>Figure II. 2.</b> Coupe transversale d'un plancher à entrevous. ....	19
<b>Figure II. 3.</b> Disposition des poutrelles au niveau du RDC. ....	20
<b>Figure II. 4.</b> Disposition des poutrelles au niveau de l'étage 1 à 8. ....	21
<b>Figure II. 5.</b> Disposition des poutrelles de l'étage 9-10. ....	21
<b>Figure II. 6.</b> Coupe transversale d'une poutrelle. ....	22
<b>Figure II. 7.</b> Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1. ....	23
<b>Figure II. 8.</b> Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2. ....	24
<b>Figure II. 9.</b> Dalle sur 3 appuis. ....	24
<b>Figure II. 10.</b> Dalle sur 4 appuis type 1. ....	24
<b>Figure II. 11.</b> Dalle sur 4 appuis type 2. ....	24
<b>Figure II. 12.</b> Dimension d'une poutre. ....	25
<b>Figure II. 13.</b> Les longueurs des poutres. ....	25
<b>Figure II. 14.</b> Longueur calculée des poutres. ....	26
<b>Figure II. 15.</b> Illustration d'un voile en élévation. ....	28
<b>Figure II. 16.</b> Illustration d'un escalier. ....	29
<b>Figure II. 17.</b> Escalier du RDC. ....	30
<b>Figure II. 18.</b> Vu en plans de l'escalier du RDC. ....	30
<b>Figure II. 19.</b> Schéma statique de la volée. ....	31
<b>Figure II. 20.</b> Escalier des étages courant. ....	31
<b>Figure II. 21.</b> Vu en plans escalier des étages courant. ....	31
<b>Figure II. 22.</b> Illustration en 3D d'un poteau. ....	37
<b>Figure II. 23.</b> La surface qui revient au poteau $P_1$ . ....	38
<b>Figure II. 24.</b> Surface afférente de la Terrasse inaccessible. ....	38
<b>Figure II. 25.</b> Surface afférente étage courant. ....	38
<b>Figure II. 26.</b> Surface afférente RDC. ....	39
<b>Figure II. 27.</b> Surface afférente sous-sol. ....	39
<b>Figure II. 28.</b> Surface afférente au niveau de l'étage courant. ....	43
<b>Figure II. 29.</b> Surface afférente au niveau du RDC. ....	43
<b>Figure II. 30.</b> Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible. ....	43
<b>Figure II. 31.</b> Surface qui revient au poteau II. ....	43
<b>Figure II. 32.</b> Schéma de l'acrotère. ....	49
<b>Figure III. 1.</b> Moment d'une poutrelle isostatique. ....	55
<b>Figure III. 2.</b> Effort tranchant d'une poutrelle isostatique. ....	56
<b>Figure III. 3.</b> Moment d'une poutre continue à 2 travées par la M.F. ....	57
<b>Figure III. 4.</b> Effort tranchant d'une poutre continue à 2 travées par la M.F. ....	57
<b>Figure III. 5.</b> Poutrelle isostatique avec chargement irrégulier. ....	63
<b>Figure III. 6.</b> Première tronçon. ....	63
<b>Figure III. 7.</b> Deuxième tronçon. ....	63
<b>Figure III. 8.</b> Poutrelle continue avec chargement irrégulier. ....	64
<b>Figure III. 9.</b> Poutrelle type 4 avec chargement irrégulier. ....	67

<b>Figure III. 10.</b> Courbe enveloppe des moments de la poutrelle type 4.....	67
<b>Figure III. 11.</b> Courbe enveloppe des efforts tranchant de la poutrelle type 4. ....	67
<b>Figure III. 12.</b> Coupe transversale d'une poutrelle. ....	68
<b>Figure III. 13.</b> Le plan du RDC après modification. ....	79
<b>Figure III. 14.</b> Ferrailages du RDC. ....	82
<b>Figure III. 15.</b> Ferrailages de l'étage 1-8. ....	82
<b>Figure III. 16.</b> Ferrailage de l'étage 9-10. ....	82
<b>Figure III. 17.</b> Ferrailage de la terrasse inaccessible. ....	82
<b>Figure III. 18.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	83
<b>Figure III. 19.</b> Panneau du sous-sol. ....	84
<b>Figure III. 21.</b> $l_x \leq l_y$ .....	94
<b>Figure III. 20.</b> $l_x > l_y$ .....	94
<b>Figure III. 22.</b> Schéma statique de la dalle sur 3 appuis. ....	97
<b>Figure III. 24.</b> Coupe A-A de la dalle du sous sol. ....	100
<b>Figure III. 23.</b> Ferrailage de la dalle du sous sol. ....	100
<b>Figure III. 25.</b> Ferrailage de la dalle sur 3 appuis. ....	100
<b>Figure III. 26.</b> Ferrailage de la dalle du RDC. ....	100
<b>Figure III. 27.</b> Ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1. ....	101
<b>Figure III. 28.</b> Ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2. ....	101
<b>Figure III. 29.</b> Ferrailage de la dalle de l'ascenseur. ....	101
<b>Figure III. 30.</b> Vu en plans d'escalier du RDC. ....	102
<b>Figure III. 31.</b> Schémas statique de l'escalier du RDC. ....	103
<b>Figure III. 32.</b> Tronçon 1. ....	103
<b>Figure III. 33.</b> Tronçon 2. ....	103
<b>Figure III. 34.</b> Schéma statique de la poutre palière. ....	106
<b>Figure III. 35.</b> Les moments de la torsion sur la poutre palière. ....	108
<b>Figure III. 36.</b> Vu en plans de l'escalier type 1'. ....	110
<b>Figure III. 37.</b> Schémas statique de la volée (2). ....	111
<b>Figure III. 38.</b> Schéma statiques de la poutre brisé. ....	112
<b>Figure III. 39.</b> Schéma statiques de la poutre brisée. ....	113
<b>Figure III. 41.</b> Ferrailage de la volée (2). ....	116
<b>Figure III. 42.</b> Ferrailage de la poutre palière. ....	116
<b>Figure III. 43.</b> Le ferrailage de la poutre brisé. ....	116
<b>Figure III. 40.</b> Ferrailage de l'escalier. ....	116
<b>Figure III. 44.</b> Dimension de l'ascenseur. ....	117
<b>Figure III. 45.</b> Illustration de la surface d'impacte. ....	120
<b>Figure III. 47.</b> Ferrailage de la dalle au-dessous. ....	123
<b>Figure III. 46.</b> Ferrailage de la dalle des machines. ....	123
<b>Figure III. 48.</b> Schémas statique de l'acrotère. ....	124
<b>Figure III. 49.</b> Ferrailage de l'acrotère. ....	128
<b>Figure III. 50.</b> Ferrailage de la poutre de chainage. ....	131
<b>Figure IV. 1.</b> Spectre de réponse sens X-X. ....	136
<b>Figure IV. 2.</b> Spectre de réponse Y-Y. ....	136
<b>Figure IV. 3.</b> Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel SAP2000 V14. ....	136
<b>Figure IV. 4.</b> Plans de disposition des voiles. ....	137
<b>Figure IV. 5.</b> Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y). ....	139
<b>Figure IV. 6.</b> Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X). ....	139
<b>Figure IV. 7.</b> Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z). ....	140

<b>Figure V.1.</b> <i>Ferraillage de la poutre RDC.</i> .....	151
<b>Figure V.2.</b> <i>Ferraillage des poutres étage courant.</i> .....	152
<b>Figure V.3.</b> <i>Ferraillage des poutres de la terrasse.</i> .....	152
<b>Figure V. 4.</b> <i>Zone nodale.</i> .....	153
<b>Figure V. 5.</b> <i>Déférent type de section par rapport à la position de l'axe neutre.</i> .....	155
<b>Figure V. 6.</b> <i>Diagramme contrainte-déformations.</i> .....	157
<b>Figure V. 7.</b> <i>Diagramme contrainte déformation avant après simplification.</i> .....	157
<b>Figure V. 8.</b> <i>Section d'un poteau.</i> .....	161
<b>Figure V. 9.</b> <i>Position de l'axe de poussé a l'ELS.</i> .....	162
<b>Figure V. 10.</b> <i>Répartitions des moments dans la zone nodale.</i> .....	164
<b>Figure V. 11.</b> <i>Ferraillage des poteaux.</i> .....	167
<b>Figure V. 12.</b> <i>Disposition des voiles.</i> .....	168
<b>Figure V. 13.</b> <i>Schémas des contraintes.</i> .....	171
<b>Figure V. 14.</b> <i>Zone tendue et courante dans les voiles.</i> .....	172
<b>Figure V. 15.</b> <i>Ferraillage du voile Vx1 aux niveaux du RDC et des sous-sols.</i> .....	176
<b>Figure V. 16.</b> <i>Ferraillage du voile Vy1 aux niveaux du RDC et des sous-sols.</i> .....	176
<b>Figure VI. 1.</b> <i>Semelle isolée.</i> .....	178
<b>Figure VI. 2.</b> <i>Les différentes files des semelles filantes.</i> .....	178
<b>Figure VI. 3.</b> <i>Semelle filante.</i> .....	179
<b>Figure VI. 4.</b> <i>Radier nervurer.</i> .....	181
<b>Figure VI. 5.</b> <i>Schéma de la structure après décalage des axes globaux.</i> .....	182
<b>Figure VI. 6.</b> <i>Le panneau le plus sollicité.</i> .....	184
<b>Figure VI. 7.</b> <i>Ferraillage du radier.</i> .....	187
<b>Figure VI. 8.</b> <i>Schéma des lignes de ruptures.</i> .....	187
<b>Figure VI. 9.</b> <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.</i> .....	188
<b>Figure VI. 10.</b> <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.</i> .....	188
<b>Figure VI. 11.</b> <i>Schéma statique de la nervure selon X-X.</i> .....	189
<b>Figure VI. 12.</b> <i>Schéma statique de la nervure selon Y-Y.</i> .....	190
<b>Figure VI. 13.</b> <i>Schéma des nervures.</i> .....	192
<b>Figure VI. 14.</b> <i>Ferraillage des nervures sens X-X.</i> .....	194
<b>Figure VI. 15.</b> <i>Ferraillage des nervures sens y-y.</i> .....	194
<b>Figure VI. 16.</b> <i>Poussé des terres sur le voiles périphériques.</i> .....	195
<b>Figure VI. 17.</b> <i>Ferraillage du voile périphérique.</i> .....	198

**Liste des tableaux**

<b>Tableau I- 1.</b> <i>Caractéristique mécaniques moyennes du sol</i> .....	2
<b>Tableau I- 2.</b> <i>Les différents types d'acier utilisés dans la construction</i> .....	14
<b>Tableau I- 3.</b> <i>Caractéristiques des matériaux utilisés</i> .....	17
<b>Tableau III- 1.</b> <i>Les différents types de poutrelles</i> .....	54
<b>Tableau III- 2.</b> <i>Tableaux récapitulatif des efforts des poutrelles isostatiques</i> .....	56
<b>Tableau III- 3.</b> <i>Tableaux récapitulatif des restes des efforts des poutrelles type 2</i> .....	58
<b>Tableau III- 4.</b> <i>Tableaux récapitulatif des poutres type T3</i> .....	59
<b>Tableau III- 5.</b> <i>Tableaux récapitulatif des efforts poutrelle type T4</i> .....	62
<b>Tableau III- 6.</b> <i>Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles avec un chargement irrégulier</i> .....	67
<b>Tableau III- 7.</b> <i>tableau récapitulatif des efforts max</i> .....	68
<b>Tableau III- 8.</b> <i>Tableau récapitulatif de ferrailages des poutrelles aux différents niveaux</i> .....	70
<b>Tableau III- 9.</b> <i>Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS</i> .....	73
<b>Tableau III- 10.</b> <i>Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux</i> .....	77
<b>Tableau III- 11.</b> <i>Calcul des sollicitations</i> .....	80
<b>Tableau III- 12.</b> <i>calcul du ferrailage à l'ELU</i> .....	80
<b>Tableau III- 13.</b> <i>Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures</i> .....	81
<b>Tableau III- 14.</b> <i>Vérification de la flèche</i> .....	81
<b>Tableau III- 15.</b> <i>Re-vérification de la flèche</i> .....	81
<b>Tableau III- 16.</b> <i>Ferrailage au niveau des appuis</i> .....	85
<b>Tableau III- 17.</b> <i>Tableaux des vérifications des conditions de non fragilité</i> .....	86
<b>Tableau III- 18.</b> <i>Tableau de ferrailage sens y-y</i> .....	86
<b>Tableau III- 19.</b> <i>Tableau des vérifications à l'ELS</i> .....	88
<b>Tableau III- 20.</b> <i>Calcul des sections d'acier à l'ELS</i> .....	89
<b>Tableau III- 21.</b> <i>Vérification des flèches</i> .....	89
<b>Tableau III- 22.</b> <i>Sollicitations maximales dans la dalle</i> .....	90
<b>Tableau III- 23.</b> <i>Calcul de ferrailage à l'ELU</i> .....	90
<b>Tableau III- 24.</b> <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i> .....	90
<b>Tableau III- 25.</b> <i>Calcul des sections d'aciens à l'ELS</i> .....	91
<b>Tableau III- 26.</b> <i>Vérification de la flèche</i> .....	91
<b>Tableau III- 27.</b> <i>Sollicitations maximales dans la dalle</i> .....	91
<b>Tableau III- 28.</b> <i>Calcul de ferrailage à l'ELU</i> .....	92
<b>Tableau III- 29.</b> <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i> .....	92
<b>Tableau III- 30.</b> <i>Calcul des sections d'aciens à l'ELS</i> .....	92
<b>Tableau III- 31.</b> <i>Ferrailage à l'ELU</i> .....	94
<b>Tableau III- 32.</b> <i>Vérification de l'effort tranchant</i> .....	95
<b>Tableau III- 33.</b> <i>Vérification des contraintes a l'ELS</i> .....	95
<b>Tableau III- 34.</b> <i>Calcul des sections d'acier a L'ELS</i> .....	96
<b>Tableau III- 35.</b> <i>Vérification de la flèche</i> .....	96
<b>Tableau III- 36.</b> <i>Sollicitation maximales dans la dalle</i> .....	98
<b>Tableau III- 37.</b> <i>Calcul ferrailage à l'ELU</i> .....	99
<b>Tableau III- 38.</b> <i>Vérification des contraint a l'ELS</i> .....	99
<b>Tableau III- 39.</b> <i>Tableau de ferrailage à l'ELU</i> .....	104
<b>Tableau III- 40.</b> <i>Vérification de la contrainte du béton</i> .....	105
<b>Tableau III- 41.</b> <i>Vérification de la flèche</i> .....	105
<b>Tableau III- 42.</b> <i>Résultats de la vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage</i> .....	105

<b>Tableau III- 43.</b> <i>Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU</i> .....	107
<b>Tableau III- 44.</b> <i>Vérification de la contrainte du béton</i> .....	110
<b>Tableau III- 45.</b> <i>Tableau de ferrailage de la console à l'ELU</i> .....	111
<b>Tableau III- 46.</b> <i>Vérification de la contrainte du béton</i> .....	112
<b>Tableau III- 47.</b> <i>Tableau récapitulatif des sollicitations</i> .....	113
<b>Tableau III- 48.</b> <i>Tableau des ferrailages à la flexion simple</i> .....	113
<b>Tableau III- 49.</b> <i>Tableau du ferrailage à la torsion</i> .....	114
<b>Tableau III- 50.</b> <i>Tableau des vérifications à l'ELS</i> .....	115
<b>Tableau III- 51.</b> <i>Tableau du ferrailage de dalle</i> .....	118
<b>Tableau III- 52.</b> <i>Tableau des vérifications des contraintes</i> .....	119
<b>Tableau III- 53.</b> <i>Tableau des ferrailages de la dalle</i> .....	121
<b>Tableau III- 54.</b> <i>Tableau des vérifications des contraintes</i> .....	123
<b>Tableau III- 55.</b> <i>Combinaisons d'action sur l'acrotère</i> .....	125
<b>Tableau III- 56.</b> <i>Tableau des ferrailages de la poutre de chaînage</i> .....	129
<b>Tableau III- 57.</b> <i>Tableau des vérifications des contraintes</i> .....	130
<b>Tableau IV- 1.</b> <i>Valeur des pénalités</i> .....	134
<b>Tableau IV- 2.</b> <i>Période et taux de participation massique de la structure</i> .....	138
<b>Tableau IV- 3.</b> <i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base</i> .....	140
<b>Tableau IV- 4.</b> <i>Interactions sous charges verticales</i> .....	141
<b>Tableau IV- 5.</b> <i>Interaction sous charges horizontal</i> .....	142
<b>Tableau IV- 6.</b> <i>Vérification de l'effort normal réduit</i> .....	143
<b>Tableau IV- 7.</b> <i>Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section du poteau RDC</i> .....	143
<b>Tableau IV- 8.</b> <i>Vérification des déplacements relatifs</i> .....	144
<b>Tableau IV- 9.</b> <i>Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math></i> .....	145
<b>Tableau V- 1.</b> <i>Sollicitation et ferrailage des poutres</i> .....	148
<b>Tableau V- 2.</b> <i>Vérification des contraintes tangentielles</i> .....	150
<b>Tableau V- 3.</b> <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i> .....	150
<b>Tableau V- 4.</b> <i>Vérification de l'état limite de compression</i> .....	150
<b>Tableau V- 5.</b> <i>Vérification de l'état limite de déformation</i> .....	151
<b>Tableau V- 6.</b> <i>Sollicitations et ferrailages dans les poteaux</i> .....	157
<b>Tableau V- 7.</b> <i>Vérification du ferrailage transversal</i> .....	159
<b>Tableau V- 8.</b> <i>Vérification au flambement des poteaux</i> .....	160
<b>Tableau V- 9.</b> <i>Vérification des contraintes dans les poteaux</i> .....	161
<b>Tableau V- 10.</b> <i>Vérification des contraintes de cisaillements</i> .....	163
<b>Tableau V- 11.</b> <i>Moment résistant des poteaux</i> .....	164
<b>Tableau V- 12.</b> <i>Moment résistant dans les poutres</i> .....	165
<b>Tableau V- 13.</b> <i>Vérification des zones nodales poutres principales</i> .....	165
<b>Tableau V- 14.</b> <i>Vérifications des zones nodales poutres secondaires</i> .....	166
<b>Tableau V- 15.</b> <i>Sollicitations dans le voile du RDC</i> .....	170
<b>Tableau V- 16.</b> <i>Ferrailage du voile Vx1</i> .....	173
<b>Tableau V- 17.</b> <i>Ferrailage des voiles Vx2</i> .....	173
<b>Tableau V- 18.</b> <i>Ferrailage des voiles Vx3</i> .....	174
<b>Tableau V- 19.</b> <i>Ferrailage des voiles Vy1</i> .....	175
<b>Tableau VI- 1.</b> <i>Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes</i> .....	178
<b>Tableau VI- 2.</b> <i>Tableau du ferrailage de radier</i> .....	185
<b>Tableau VI- 3.</b> <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i> .....	186

<b>Tableau VI- 4.</b> <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i> .....	186
<b>Tableau VI- 5.</b> <i>Les chargements sur les travées sens X-X.</i> .....	189
<b>Tableau VI- 6.</b> <i>Les chargements sur les travées sens Y-Y.</i> .....	190
<b>Tableau VI- 7.</b> <i>Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.</i> .....	190
<b>Tableau VI- 8.</b> <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.</i> .....	191
<b>Tableau VI- 9.</b> <i>Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.</i> .....	191
<b>Tableau VI- 10.</b> <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.</i> .....	191
<b>Tableau VI- 11.</b> <i>Calcul des ferrailages.</i> .....	192
<b>Tableau VI- 12.</b> <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i> .....	193
<b>Tableau VI- 13.</b> <i>Calcul des armatures a l'ELS.</i> .....	193
<b>Tableau VI- 14.</b> <i>Ferraillage des voiles périphériques.</i> .....	196
<b>Tableau VI- 15.</b> <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i> .....	198
<b>Tableau VI- 16.</b> <i>Calcule des armatures à l'ELS.</i> .....	198

## Tableau des notations & symboles

### Tableau des notations & symboles

Symboles	Notations
<b><i>A', Aser</i></b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b><i>At</i></b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b><i>A</i></b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><i>α</i></b>	Coefficient de la fibre neutre.
<b><i>B</i></b>	Aire d'une section de béton.
<b><i>Br</i></b>	Section réduite.
<b><i>b</i></b>	La largeur en générale.
<b><i>C</i></b>	Cohésion du sol.
<b><i>D</i></b>	Facteur d'amplification dynamique.
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b><i>Ei</i></b>	Module de Yong instantané.
<b><i>Ev</i></b>	Module de Yong différé.
<b><i>Es</i></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b><i>ELU</i></b>	Etat limite ultime.
<b><i>ELS</i></b>	Etat limite de service.
<b><i>fbu</i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i>fe</i></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><i>fc28</i></b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>ft28</i></b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>fji</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<b><i>fgi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<b><i>fqi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b><i>fgv</i></b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale.
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible.
<b><i>G</i></b>	Charges permanentes.
<b><i>H</i></b>	Hauteur.
<b><i>ht</i></b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
<b><i>hcc</i></b>	Hauteur du corps creux.
<b><i>hdc</i></b>	Hauteur de la dalle de compression.
<b><i>he</i></b>	Hauteur libre d'étage.
<b><i>hr</i></b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie.
<b><i>If</i></b>	Moment d'inertie fissuré.
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<b><i>L</i></b>	Portée d'un élément.
<b><i>Lmax</i></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.



## Tableau des notations & symboles

$Lx$	Distance entre de deux poutrelles.
$Ly$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$Ma$	Moment en appui.
$Mt$	Moment en travée.
$M0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal.
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$Srad$	Surface du radier.
$St$	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$CT$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

## Introduction générale

Depuis, l'aube de l'humanité l'homme à toujours cherché à exploiter à son avantage les lois de la nature. Il a tout fait, et très bien réussi, pour avoir chaud quand il fait froid, pour s'éclairer la nuit, pour manger et boire, pour se mettre à l'abri des divers débordements de la nature. Mais l'environnement est resté dangereux pour l'homme. Bien que le progrès technique ait certes amélioré les choses dans beaucoup de domaines, il est loin d'avoir fait disparaître toute menace. On n'est plus dévoré par l'ours des cavernes mais on est très exposé aux éléments naturels.

De tous ces derniers, les destructions produites par les séismes et les pertes de vies humaines qui en résultent ont de tout temps frappé les esprits. La soudaineté, l'imprévisibilité et l'ampleur des catastrophes sismiques ont souvent conduit à des attitudes fatalistes des populations concernées.

Face à tous ces risques, la quête scientifique de l'humanité a alors consisté à accumuler une expérience et à construire des modèles prévisionnels donnant aujourd'hui, non pas à un homme, mais collectivement aux ingénieurs, la possibilité d'assumer devant la société les risques des constructions civiles avec des succès réels.

Mais ce n'est cependant pas le seul critère le niveau de sécurité dépend aussi d'une optimisation économique donc l'ingénieur aborde ses tâches de manière structurée et systématique. Il prend la mesure de situations complexes, puis propose une solution appropriée. En prenant directement la responsabilité de la sécurité de ces ouvrages et on minimisant au maximum les coûts de la construction.

Notre travail consiste on l'étude d'un bâtiment composé de deux sous sols, d'un rez-de-chaussée et de dix étages. L'objectif de cette étude et de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ✓ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
- ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre consiste on l'étude des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment en utilisant le logiciel **SAP2000 Version 14**.
- ✓ Le cinquième chapitre traite les éléments structuraux.
- ✓ A la fin, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.



# Chapitre I

## I.1 Introduction

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte de différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil pourra débiter ses études.

## I.2 Présentation du site

Il s'agit d'une assiette située au niveau du versant Sud Ouest du mont de Sidi Boudraham, à l'Est de la localité de Oued Ghir. Elle se trouve à quelques dizaines de mètres au Nord de la **RN12**.

Selon les règles parasismiques algériennes « **R.P.A** » et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, classification **2003**:

- ✓ Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité, **IIa**.
- ✓ Le site est de catégorie **S2**, qui concerne les sols fermes.

### I.2.1 Caractéristique du sol

- ✓ Le sous sol du site est constitué d'éboulis de pente et de remblais en surface, à des limons argileux marneux avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire par endroits, on profondeur.
- ✓ Les sols sous les éboulis et les remblais, sont compacts à très compacts, dont la capacité portante dépasse les **deux bars (2 bars)**, par conséquent l'assise des fondations est à chercher dans cette couche gréseuse.
- ✓ Pour la réalisation de la plate forme devant accueillir les blocs, on préconise de :

Dépasser la couche d'éboulis et de remblais pouvant aller jusqu'à -3 m (maximum) de profondeur par rapport au niveau haut de piste ouverte dans l'assiette. Au-delà, on retrouve des sols de très bonne compacité, où la contrainte admissible est estimée à **2.0 bars**.

**Tableau I- 1.** *Caractéristique mécaniques moyennes du sol.*

Les couches du sol	Les caractéristiques mécaniques du sol	C (bars)	$\Phi$ (°)
La couche allant jusqu'à -3m		0.21	14°
Profondeur $\geq$ -3m		0.39	24°

- ✓ Une meilleure stabilité et une verticalité invariable des blocs, nécessite la vérification des blocs, et la vérification de l'élancement dans le sol de l'ouvrage. Autrement dit, un ancrage minimum estimé à environ **1/10** de la hauteur de la construction.

- ✓ Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain.

### I.3 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre étude, est un bâtiment en **R + 10 + 2sous sols** (un rez-de-chaussée plus **10** étages plus **2** sous sols) à usage de commerces et habitations :

- ✓ 2 parkings au deux sous sols ;
- ✓ 2 logements et des commerces au rez-de-chaussée ;
- ✓ Des logements à partir du 1<sup>ère</sup> étage jusqu'au 8<sup>ème</sup> à raison de trois logements (de type F2, F3 et F4) ;
- ✓ Des logements à partir du 9<sup>ème</sup> étage jusqu'au 10<sup>ème</sup> à raison de deux logements (de type F4 et F5).

#### I.3.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

##### I.3.1.1 Dimensions en plan :

Les dimensions sont, suivantes :

- Sens longitudinal **25.00** m.
- Sens transversal **17.60** m.

##### I.3.1.2 Dimensions en élévation :

La hauteur du **RDC** et les deux sous sols est de **3.96** m, les hauteurs des étages courants et de **2.97** m. La hauteur totale de l'ouvrage est de **33.66** m (sans sous sols).

#### I.3.2 Description structurale

##### I.3.2.1 Plancher

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents étages, ses différents rôles sont:

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

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants :

- ✓ Planchers à cops creux (entrevous).
- ✓ Planchers à dalle pleine.

##### I.3.2.2 Les escaliers

L'escalier est une sécession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

##### I.3.2.3 Les maçonneries

C'est un ouvrage vertical réalisé par assemblage à joints de mortiers comportant essentiellement les éléments suivants (**selon D.T.R. E 2.4**):

- ✓ moellons,

- ✓ pierre de taille,
- ✓ briques de terre cuite pleines, creuses ou perforées,
- ✓ blocs de terre stabilisée pleins ou creux,
- ✓ blocs de béton de plâtre pleins ou creux,
- ✓ blocs de béton agglomérés pleins ou creux,
- ✓ briques silico-calcaires,
- ✓ autres.

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure.
- ✓ Mur extérieur.

#### ***I.3.2.4 L'acrotère***

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

#### ***I.3.2.5 Les balcons***

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

#### ***I.3.2.6 Les portiques***

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

#### ***I.3.2.7 Les voiles***

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résisté aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

#### ***I.3.2.8 L'infrastructure***

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.

### **I.4 Choix du type de contreventement**

Etant donné que la hauteur de l'ouvrage est de **33.66m**, seul trois systèmes de contreventement sont applicables pour celui-ci à savoir :

- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.  
On privilégiera le premier système, car notre site d'implantation se situe dans la zone **IIa**, et pour la raison d'économie le contreventement de notre structure sera mixte (voiles - portiques).

## I.5 Bases réglementaires

### I.5.1 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

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

### I.5.2 Les Etats Limites

#### I.5.2.1 Définition

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

#### I.5.2.2 Etat limite de service & Etat limite ultime

La théorie des états limites considère 2 états limites :

##### I.5.2.2.1 Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures** : risque d'ouverture de fissures.
- ✓ **Etat limite de compression du béton** : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- ✓ **Etat limite de déformation**: flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est-à-dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

##### I.5.2.2.2 Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.



### 1.5.3 Hypothèses fondamentales de calcul :

#### 1.5.3.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ✓ Conservation des sections planes (diagrammes des déformations linéaires).
- ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion et à 2‰ en compression simple.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le diagramme des déformations passera par l'un des 3 points A, B et C c'est la règle des trois pivots :

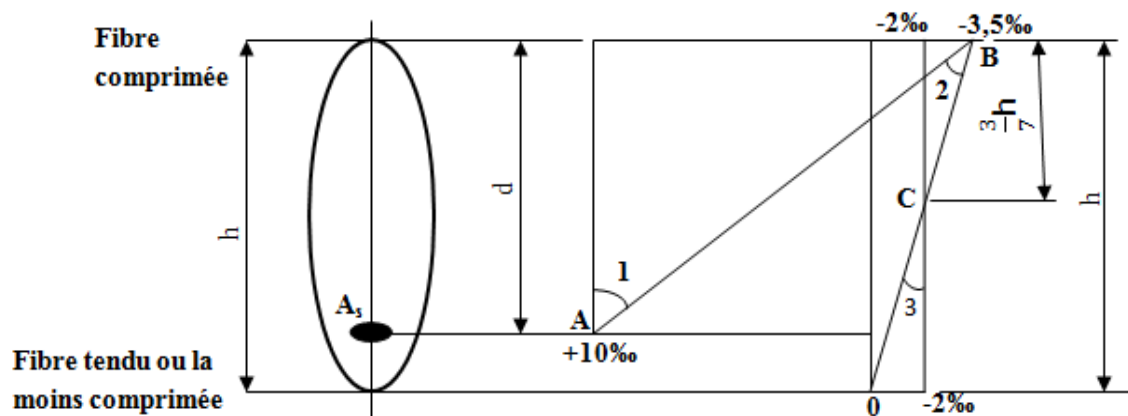


Figure I. 1. Diagramme des déformations limites de la section.

Le diagramme de déformation passera par :

- Le pivot A si  $y \leq 0,2593 d$   $\longrightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$ .
- Le pivot B si  $0,2593 d \leq y \leq h$   $\longrightarrow \varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ .
- Le pivot C si  $y \geq h$   $\longrightarrow \varepsilon_b = 2\text{‰}$ .

#### 1.5.3.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations ( $\sigma_s = \varepsilon_s * E_s$  et  $\sigma_b = \varepsilon_b * E_b$ ).
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Le glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- ✓ Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton est  $n = 15$ .

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

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

C'est pourquoi, des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le Règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 91 mais des modifications mineures ont été réalisées en 1999.

## **I.6 Les actions :**

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

### ***I.6.1 Valeurs caractéristiques des actions :***

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : **les actions permanentes, les actions variables** et **Les actions accidentelles**.

#### ***I.6.1.1 Les actions permanentes :***

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

#### ***I.6.1.2 Les actions variables :***

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

#### ***I.6.1.3 Les actions accidentelles :***

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

## **I.7 Valeurs de calcul des actions**

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**I.7.1 Combinaison du BAEL :****I.7.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS**

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

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

Avec :

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

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

$Q_1$ : action variable de base.

$Q_i$ : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_i$

**I.7.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU****I.7.1.2.1 Combinaison fondamentale (durable au transitoire)****I.7.1.2.2 La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

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

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

$Q_1$ : action variable de base.

$Q_i$ : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_{0i}$ .

$\Psi_{0i} \leq 1$ , en général  $\Psi_{0i} = 0.77$  sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou  $\Psi_{0i} = 0.9$ .

**I.7.1.2.3 Combinaison accidentelles :**

La combinaison de base est :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1,1} \Psi_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Les coefficients  $\Psi_{1,1}$  et  $\Psi_{2i}$  sont fixés par les textes réglementaires.

Pour ce qui est des combinaisons accidentelles du RPA on a :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

**Pour les poteaux** dans les **ossatures autostables**, la combinaison  $G + Q + E$  est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

**G** : charges permanents.

**Q** : charges d'exploitation non pondérée.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

## I.8 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

### I.8.1 Sollicitations simples :

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

### I.8.2 Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie. En général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

## I.9 Les matériaux

### I.9.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- l'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

On distingue trois catégories principales de béton selon son application structurale :

- Le béton non armé (construction de grands barrages massifs) ;
- Le béton armé ;
- Le béton précontraint.

#### I.9.1.1.1 Le dosage :

Un bon dosage du béton constitue un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants un béton courant est de :

Préparation pour 1 m<sup>3</sup> :

- 800 L de graviers ;
- 400 L de sable ;
- 350 Kg de ciment ;
- 175 L d'eau (à sec).

Ou bien préparation pour 1 sac de ciment :

- 2 brouettes graviers ;
- 1 brouette de sable ;
- 1 sac ciment ;
- 25 L d'eau (à sec).

### I.9.1.2 Caractéristiques mécaniques

#### I.9.1.2.1 Résistance à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{f_{cj}} \right\} \text{ [BAEL](art : A.2.1,11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

$j$  : l'âge du béton en jours.

$f_{c28}$  : résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à  $j$  jours.

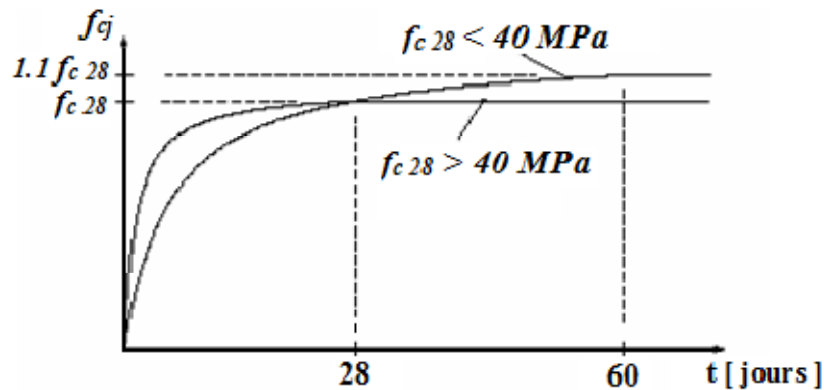


Figure I. 2. Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

#### 1.9.1.2.2 Résistance à la traction

La résistance mécanique qui caractérise la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1,12)}$$

Dans laquelle  $f_{ij}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

##### 1.9.1.2.2.1 Contrainte limite

❖ A l'état limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,41)}$$

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

$\gamma_b$  Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de réduction possible de la résistance du béton par rapport à la résistance fixée a priori.

Le coefficient minorateur 0,85 tient compte de :

- Durée d'application de la charge.
- Des conditions d'hygrométrie et de bétonnage et du phénomène de dessiccation rapide on surface sup du béton.

$\theta$ : Tient compte de l'influence négative de l'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ durée} > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 \quad 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,8 \text{ durée} \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.  
 1,15 en situations accidentelles.

❖ **A l'état limite de service :**

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$  [BAEL] (Art : A.4.5,2)

### 1.9.1.2.3 Diagramme contrainte - déformation

❖ **A l'état limite ultime :**

Le diagramme utilisé est le diagramme parabole - rectangle :

Diagrammes déformations-contraintes du béton

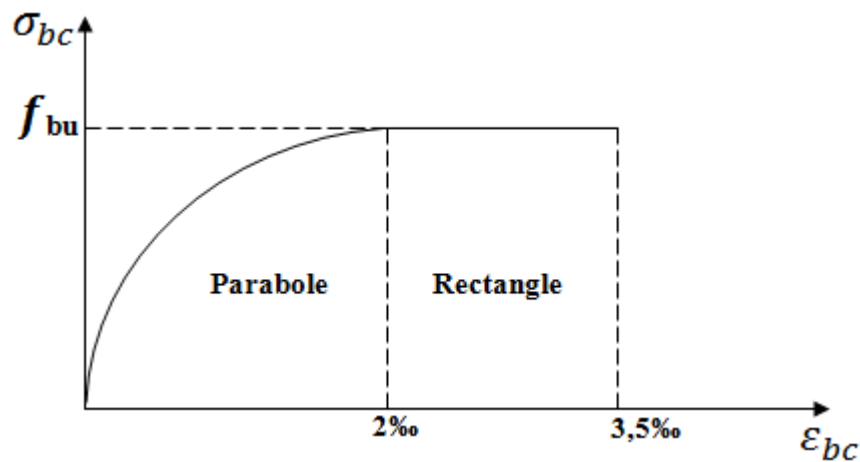


Figure I. 3. Diagramme déformations-contraintes du béton.

- ✓ Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on utilise le diagramme simplifié « Diagramme rectangulaire ».
- ✓ Dans les cas où des sections dont la largeur est décroissante en allant vers la fibre la plus comprimée, on prend :

$$f_{bu} = \frac{0,8 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,42)}$$

❖ **A l'état limite du service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire.

#### ***1.9.1.2.4 Déformations longitudinales du béton***

##### ***1.9.1.2.4.1 Déformation longitudinale instantanée***

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

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art:A.2.1, 21)}$$

$f_{cj}$  (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

##### ***1.9.1.2.4.2 Module de déformation différée***

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée  $E_{vj}$  à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Si on exprime les résistances en MPa (ou  $N/mm^2$ ), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art: A.2.1, 22)}$$

##### ***1.9.1.2.5 Module de déformation transversale***

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)}$$

Avec

E : module de Young

v: Coefficient de poisson

##### ***1.9.1.2.6 Coefficient de Poisson***

C'est l'allongement (ou le raccourcissement) unitaire d'une éprouvette soumise à une force est accompagné d'une contraction (ou dilatation) unitaire transversale.

v est un coefficient sans dimension, appelé coefficient de Poisson.

On admet

Pour l'acier  $v = 0,30$



Pour le béton  $\nu=0,15$

Le coefficient de Poisson relatif aux déformations élastiques du béton non fissuré (ELU) est pris égal à 0,2.

Lorsque le béton est fissuré (ELS), il est égal à zéro.

## I.9.2 Les aciers

### I.9.2.1 Définition de l'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

L'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression; sa bonne adhérence au béton constitue un matériau homogène.

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

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

### I.9.2.2 Les différents types d'acier utilisés dans la construction:

**Tableau I- 2.** Les différents types d'acier utilisés dans la construction.

	<i>Nuance</i>	<b>Fe (MPa)</b>	<b>Certaine fe de rupture (MPa)</b>	<b>Diamètres nominaux normalisés (mm)</b>
<b>Ronds lisses</b>	FeE 215	215	330 à 390	6, 8, 10, 12, 14,16, 20, 25,32, 50
	FeE235	235	410 à 490	
<b>Type 1</b>	FeE400	400	450	6, 8, 10, 12, 14,16, 18 , 20, 25,32, 50
	FeE500	500	550	
<b>Type 2</b>	FeE400	400	480	
	FeE500	500	550	
<b>Type 3</b>	FeE400	400	480	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14,16
	FeE500	500	550	
<b>Type 4</b>	TL50 $\Phi \geq 60$	500	550	3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 7, 8, 9, 10, 12
	TL52 $\Phi < 60$	520	/	

### I.9.2.3 Diagramme contrainte déformation :

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture. On obtient un diagramme effort / déformation, selon la (Figure I.4) ci après.

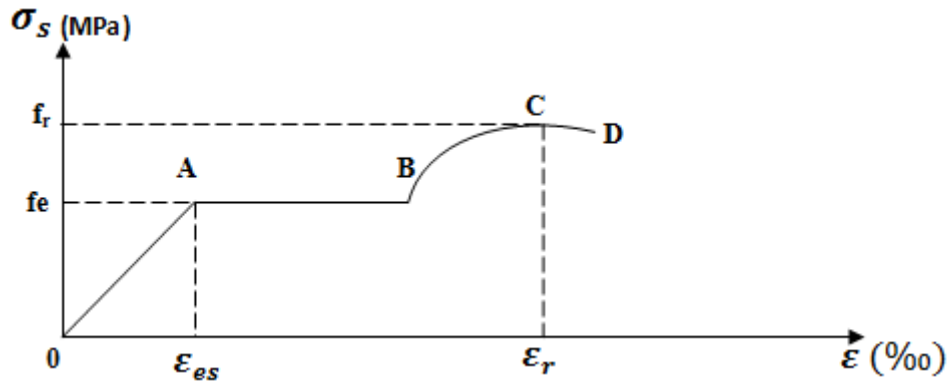


Figure I. 4. Diagramme expérimental de l'acier.

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

- Phase OA : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués, c'est la zone élastique, qui est réversible.
- Phase AB : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique.
- Phase BC : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point C.
- Phase CD : l'allongement continue bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point D, qui correspond à la rupture.

### I.9.2.4 Diagramme de calcul aux états limites :

#### I.9.2.4.1 A l'état limite ultime

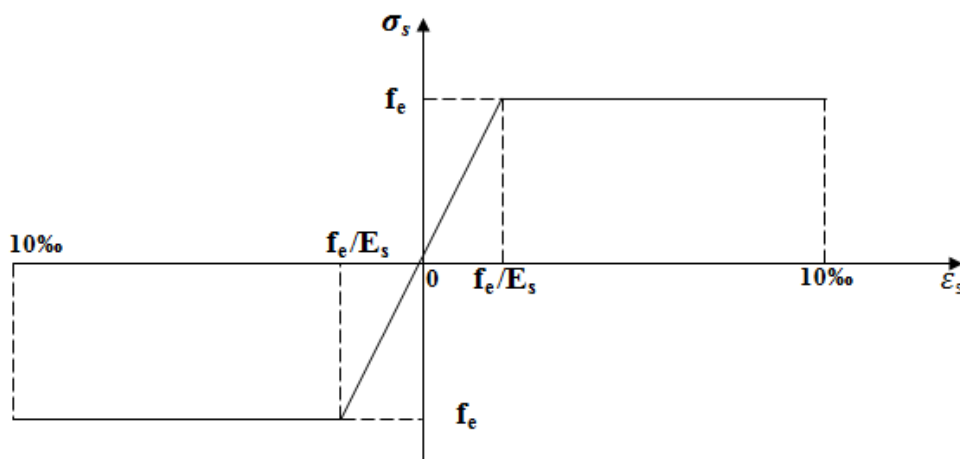


Figure I. 5. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} ; \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

#### 1.9.2.4.2 A l'état limite du service

La contrainte dépend du danger présenté par la fissuration :

- ✓ Cas où la fissuration est peu nuisible (peu préjudiciables), il y a aucune vérification à faire en dehors de celles de l'ELU.
  - ✓ Cas où la fissuration est nuisible (préjudiciable) :
- $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad \text{[BAEL](art:A.4.5, 33)}$

$f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour l'acier rond lisse (R.L).} \\ \eta = 1,6 \text{ pour l'acier de haute adhérence (H.A).} \end{array} \right.$$

- ✓ Cas où la fissuration est très nuisible (très préjudiciable) :

$$\sigma_s = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad \text{[BAEL](art:A.4.5, 34)}$$

On vérifie que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

### 1.9.3 Le béton armé

Il résulte de l'idée d'associer un matériau économique résistant à la compression mais peu à la traction, le béton, avec des armatures en acier pour créer un matériau composite possédant des caractéristiques de résistance, de ductilité et de durabilité suffisante pour réaliser des structures porteuses.

**I.9.3.1.1 Avantage principaux**

- La liberté dans le choix des formes ;
- Le caractère monolithique de ces structure : les joints de dilatation sont espacés et le système possède, de par son hyperstabilité, une importante réserve de capacité portante ;
- La bonne durabilité ;
- La bonne résistance au feu ;
- La résistance aux efforts accidentels ;
- L'économie réalisée grâce à l'utilisation de matières premières peu coûteuses (granulats, ciment et eau)
- L'économie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

**I.9.3.1.2 Inconvénients**

- L'influence défavorable du poids propre élevé sur les structures des grandes portées et sur les fondations ;
- Une isolation thermique faible, d'où la nécessité de prévoir des mesures de protection supplémentaires pour les parois extérieures des bâtiments ;
- la difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé ;
- la portée.

**I.10 Caractéristiques des matériaux utilisés****Tableau I- 3.** *Caractéristiques des matériaux utilisés.*

<b>béton</b>	<b>acier</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ La résistance à la compression : <math>f_{c28} = 25</math> MPa.</li> <li>✓ La résistance à la traction : <math>f_{t28} = 2.1</math> MPa.</li> <li>✓ Contrainte limite à l'ELU :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Situation durable : <math>f_{bu} = 14.2</math> MPa.</li> <li>- Situation accidentelle : <math>f_{bu} = 18.48</math> MPa.</li> </ul> </li> <li>✓ Contrainte limite à l'ELS : <math>\sigma_{bc} = 15</math> MPa.</li> <li>✓ <math>E_{ij} = 32164.2</math> MPa.</li> <li>✓ <math>E_{vj} = 10819</math> MPa.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Limite élastique : <math>f_e = 400</math> MPa.</li> <li>✓ Module d'élasticité : <math>E = 2 \cdot 10^5</math> MPa.</li> <li>✓ Contrainte de calcul à l'ELU :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Situation courante : <math>\sigma_s = 348</math> MPa.</li> <li>- Situation accidentelle : <math>\sigma_s = 400</math> MPa.</li> </ul> </li> <li>✓ Contrainte à l'ELS :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- FPN : <math>\bar{\sigma}_s = /</math></li> <li>- FN : <math>\bar{\sigma}_s = 201.63</math> MPa.</li> <li>- ssFTN : <math>\bar{\sigma}_s = 165</math> MPa.</li> </ul> </li> </ul>

**I.11 Conclusion**

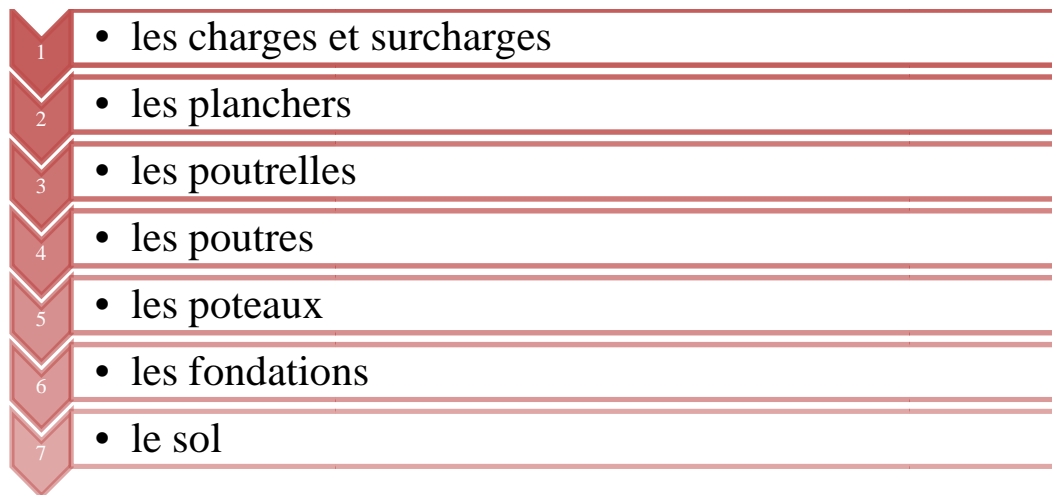
Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer, l'étape suivante, c'est-à-dire le pré calcul (le pré-dimensionnement), c'est l'objectif du chapitre suivant.

# Chapitre II

## II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :



## II.2 Pré-dimensionnement du plancher

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, ...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle ;
- ✓ Nervures ou poutrelles ;
- ✓ Poutres ;
- ✓ Linteaux.

### II.2.1.1 Disposition des poutrelles

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour le critère de la plus petite portée il permet de réduire les flèches.

Sur les figures (II.3), (II.4) et (II.5), nous montrons la disposition des poutrelles adoptées.

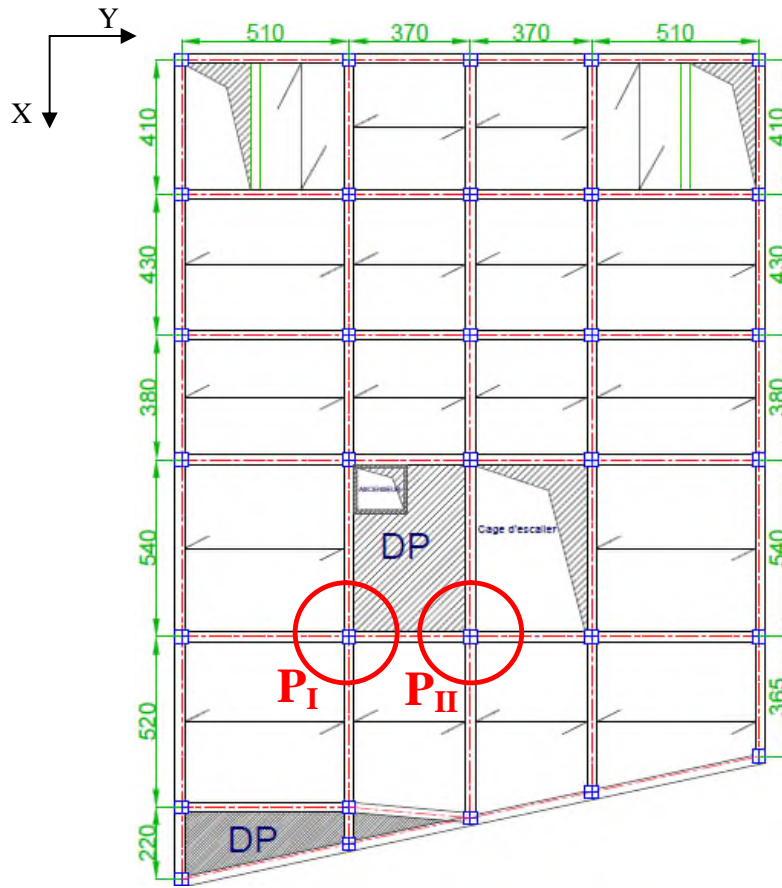


Figure II. 1. Disposition des poutrelles au niveau du RDC.

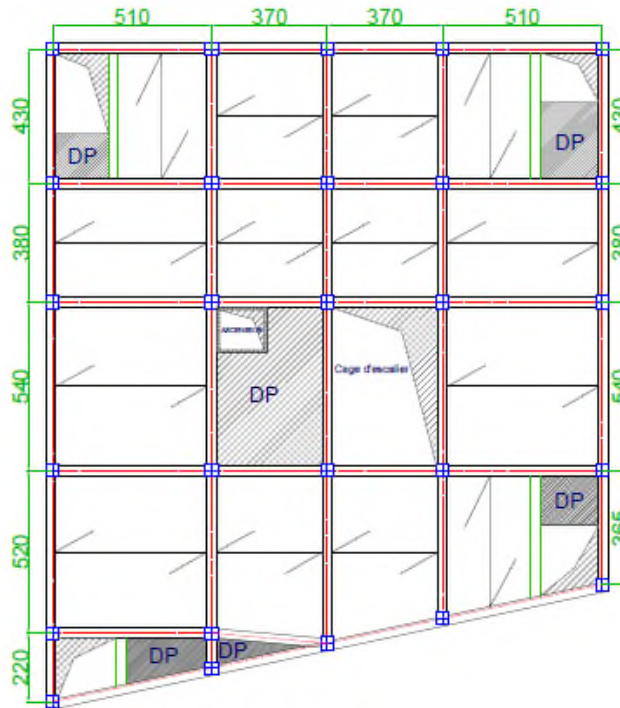


Figure II. 2. Disposition des poutrelles au niveau de l'étage 1 à 8.

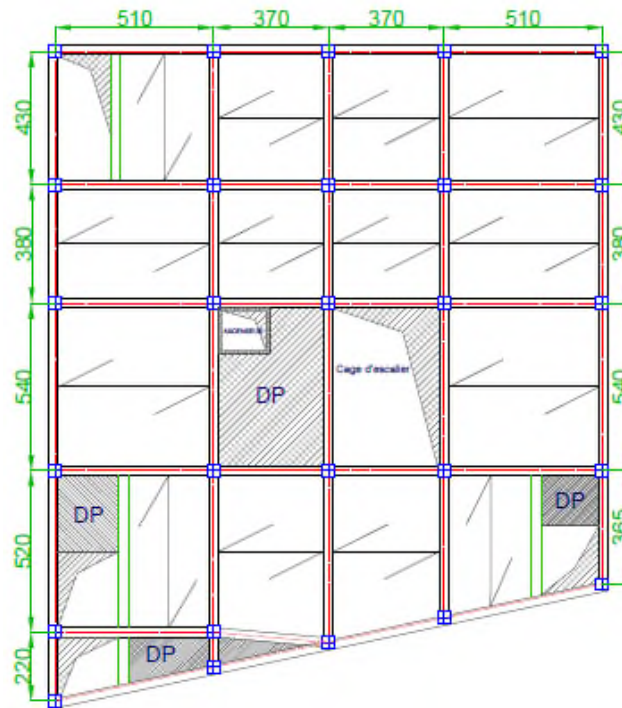


Figure II. 3. Disposition des poutrelles de l'étage 9-10.

### II.2.2 Plancher à entrevous (plancher à corps creux)

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;
- ✓ D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,
- ✓ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

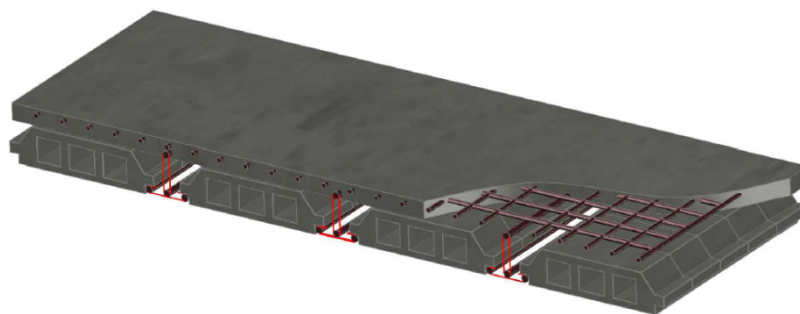


Figure II. 4. Illustration en 3D d'un plancher à entrevous.



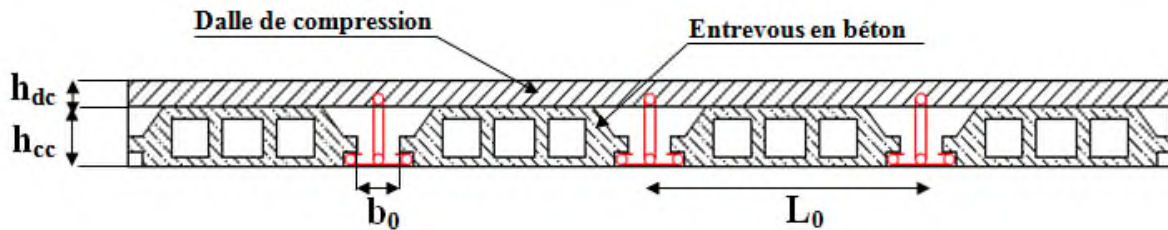


Figure II. 5. Coupe transversale d'un plancher à entrevous.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le **CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)** suivante :

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

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

On a donc :

$b = 30$  cm ( $b$  est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 520 cm.

$$L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{490}{22.5} \text{ donc } h \geq 21.77 \text{ cm}$$

On prend 24 cm soit :

Hauteur de dalle de compression  $h_{dc} = 4$  cm.

Hauteur de corps creux  $h_{cc} = 20$  cm.

### II.2.2.1 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

$b$  : Largeur efficace.

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

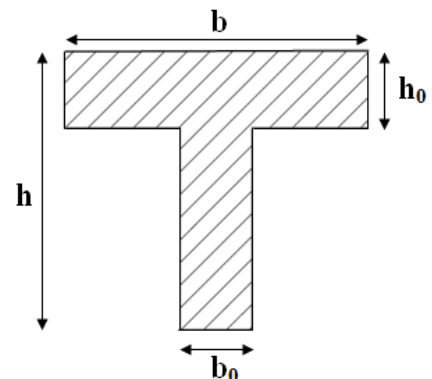


Figure II. 6. Coupe transversale d'une poutrelle.

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

**h<sub>0</sub>** : Hauteur de la dalle de compression.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10} \right) \quad \dots\dots\dots (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

**L<sub>x</sub>**: Distance entre nus de deux poutrelles.

**L<sub>y</sub><sup>min</sup>** : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h=24 \text{ cm}; h_0= 4 \text{ cm}; b_0= 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{340}{10} \right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 34)$$

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

### II.2.3 Les dalles pleines

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment.

Un panneau de dalle est une partie de dalle limité par des appuis, elle peut s'appuyer sur 1, 2, 3 et 4 appuis.

On appelle :

- l<sub>x</sub> : petite dimension du panneau.
- l<sub>y</sub> : grande dimension du panneau.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ **critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \text{ pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14\text{cm} \text{ pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ Critère d'isolation phonique :

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

Notre projet comporte trois types de dalles :

✓ Dalles sur deux appuis  $D_1$  :

Panneau à deux appuis avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{80}{375} = 0.21 < 0.4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{80}{35} \leq e \leq \frac{80}{30}$$

$$\Rightarrow 2.28 \leq e \leq 2.67$$

$$\Rightarrow e = 2.5\text{cm}$$

Panneau à deux appuis avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{160} = 0.97 \geq 0.4$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40}$$

$$\Rightarrow 3.44 \leq e \leq 3.88$$

$$\Rightarrow e = 3.5\text{cm}$$

✓ Dalles sur trois appuis  $D_2$  :

Panneau à deux appuis avec :  $l_x = 1.6 < \frac{l_y}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$\Rightarrow 3.56 \leq e \leq 4$$

$$\Rightarrow e = 4\text{cm}$$

✓ Dalle sur quatre appuis  $D_3$  :

Dalle de l'ascenseur :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{340}{510} = 0.67 \geq 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{340}{45} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$$\Rightarrow 7.56 \leq e \leq 8.5$$

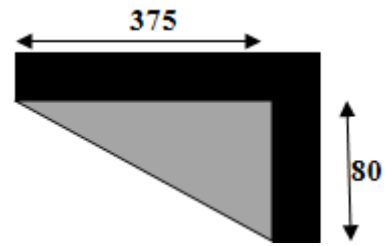


Figure II. 7. Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1.

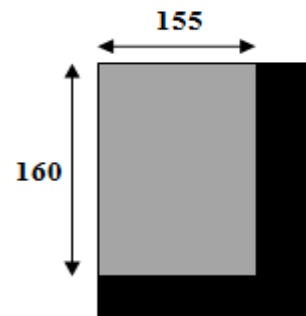


Figure II. 8. Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2.

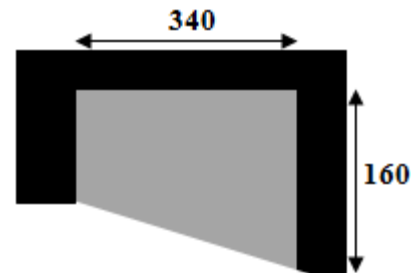


Figure II. 9. Dalle sur 3 appuis.

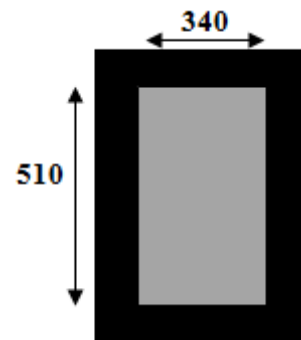


Figure II. 10. Dalle sur 4 appuis type 1.

$$\Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

Dalle de deux sous sols :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{480}{510} = 0.94 \geq 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{480}{45} \leq e \leq \frac{480}{40}$$

$$\Rightarrow 10.67 \leq e \leq 12$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

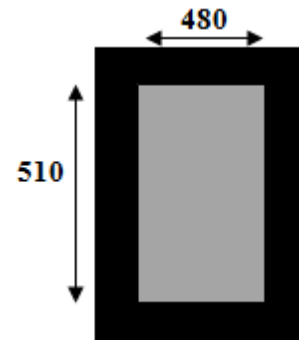


Figure II. 11. Dalle sur 4 appuis type 2.

Alors :

- ✓ Pour les dalles des balcons (dalles sur deux et trois appuis) on prend  $e = 12 \text{ cm}$ , tenant compte le critère de coupe de feu.
- ✓ Pour la dalle de l'ascenseur et des deux sous sols (dalles sur quatre appuis), on opte pour une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$ , on prend en considération l'isolation phonique.

### II.3 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments dans la longueur  $L$  est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en T ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principale est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

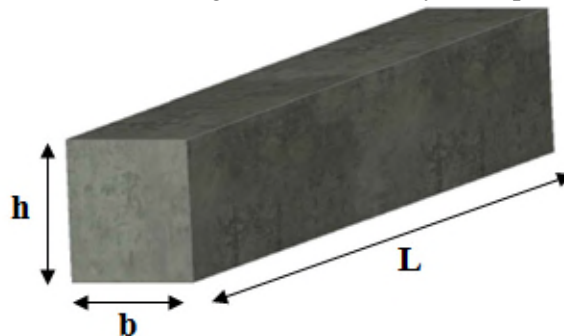


Figure II. 12. Dimensions d'une poutre.

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

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

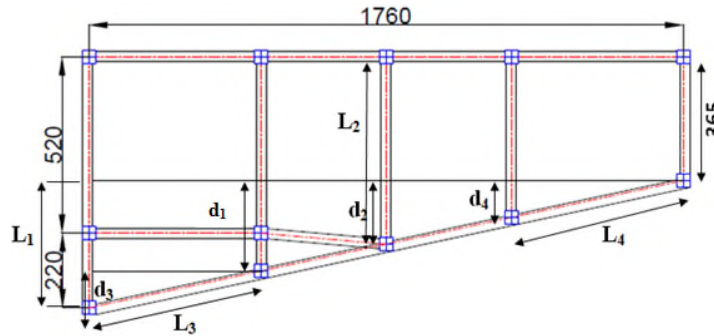
$L_{max}$  : la portée max.

- ❖ Le BAEL ne donne aucune condition sur la largeur  $b$ ,  $b$  est choisit forfaitairement.

**Condition du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots[\text{art 7.5.1}]$$

**II.3.1 Calcul des longueurs des poutres**



**Figure II. 13.** Les longueurs des poutres.

Donc :

- ❖  $L_1 = 220 + 520 - 365 = 375 \text{ cm}$
- ❖  $\frac{375}{1760} = \frac{d_2}{880} \Rightarrow d_2 = 187.5 \text{ cm}$

Donc :  $L_2 = 187.5 + 365 = 552.5 \text{ cm}$

- ❖  $\frac{375}{1760} = \frac{d_1}{1250} \Rightarrow d_1 = 266.34 \text{ cm}$

Donc :  $d_3 = 375 - 266.34 = 108.66 \text{ cm}$

$L_3 = \sqrt{108.66^2 + 510^2} = 521.45 \text{ cm}$

- ❖  $\frac{375}{1760} = \frac{d_4}{1250} \Rightarrow d_4 = 108.66 \text{ cm}$

Donc :  $L_4 = \sqrt{108.66^2 + 510^2} = 521.45 \text{ cm}$

On a alors :

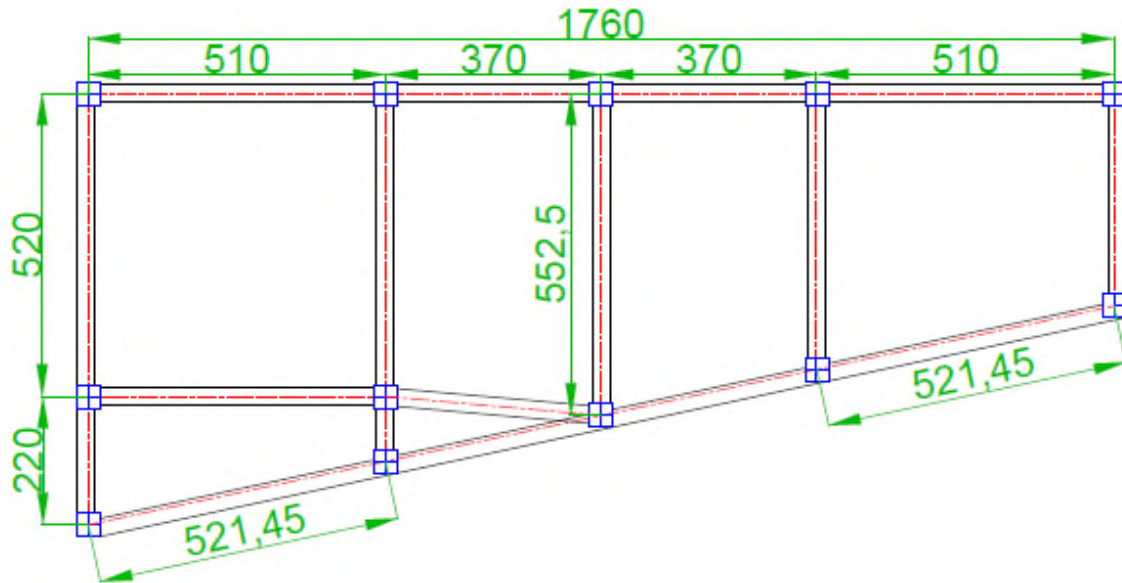


Figure II. 14. Longueurs calculées des poutres.

### II.3.2 Poutres sens X-X

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaire aux poutrelles.

On prend  $b = 30$  cm

$$L_{\max} = 552.5 - 30 = 522.5 \text{ cm}$$

$$\frac{522.5}{15} \leq h \leq \frac{522.5}{10} \implies 34.83 \leq h \leq 52.25$$

On prend  $h = 45$  cm.

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

### II.3.3 Poutres sens Y-Y

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales.

On prend  $b = 30$  cm

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

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \implies 32 \leq h \leq 48$$

On prend  $h = 40$  cm

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots \textit{vérifiée} \end{array} \right.$$

### II.3.4 Cas particulier des poutres sens Y-Y inclinées

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 521.45 - 30 = 491.45 \text{ cm}$$

$$\frac{491.45}{15} \leq h \leq \frac{491.45}{10} \implies 32.76 \leq h \leq 49.145$$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots \textit{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30} \times \text{45).} \\ \text{Poutres secondaires (30} \times \text{40).} \end{array} \right.$$

## II.4 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{he}{20}. \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de **RDC** et les deux sous sol sont différentes de celle de l'étage courant donc :

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour le RDC et sous sol :**

On a:

$$h = 396 \text{ cm};$$

$$e_{\text{plancher}} = 24 \text{ cm.}$$

$$h_e = 396 - 24 = 372 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[ \frac{372}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [ 18.6 ; 15 ]$$

$$e \geq 18.6 \text{ cm.}$$

On opte pour :  $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant :**

Nous avons :

$$h = 297 \text{ cm.}$$

$$e_{\text{plancher}} = 24 \text{ cm.}$$

$$h_e = 297 - 24 = 273 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

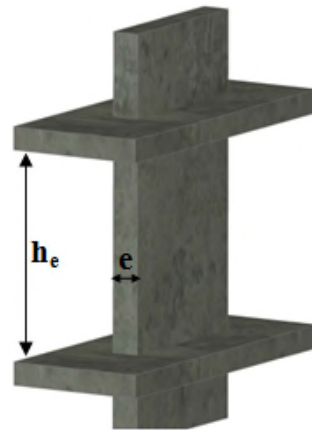
$$e \geq \max \left[ \frac{273}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [ 13.65 ; 15 ]$$

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

Donc on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

Au final, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour les voiles du **RDC** et les deux sous sols, 15 cm d'épaisseur pour les étages courants de notre structure.



**Figure II. 15.** Illustration d'un voile en élévation.

## II.5 Pré-dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.



Les différents éléments constituant un escalier sont :

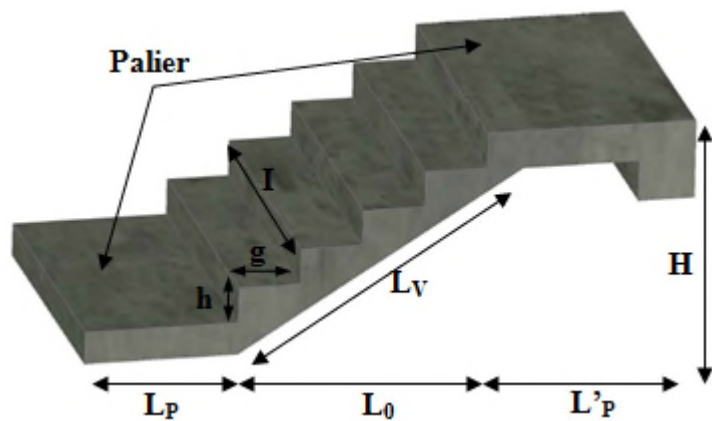
H : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier départ ;

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



### II.5.1 Terminologie

**Giron (g)** : largeur de la marche.

**Contremarche (h)** : hauteur de la marche.

**Emmarchement (l)** : longueur de la marche.

**Ligne de foulée** : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50 cm du jour.

**Paillasse** : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

**Palier** : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

**Volée** : succession de marches entre deux paliers.

**Pente** : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

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

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

Avec :

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

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier (escalier à trois volées) :

Figure II. 16. Illustration d'un escalier.

II.5.2 Escalier du RDC :

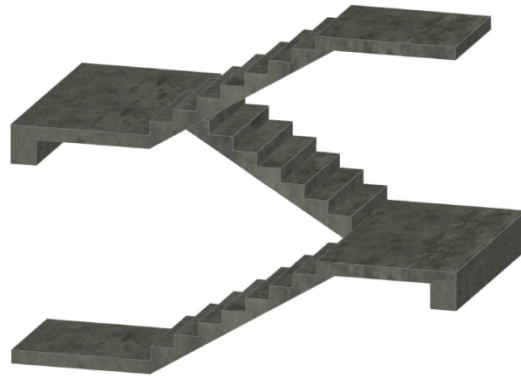


Figure II. 17. Escalier du RDC.

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

On : H = 396cm ; L<sub>0</sub> = 196cm.

D'après le plan d'architecture, nous avons sept marches par palier.

Donc : n = 24 contre marche.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{396}{24} = 16.5 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour huit contre marche par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{196}{8-1} = \frac{196}{7} = 28 \text{ cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 16.5 + 28 \leq 65 \text{ cm} \\ \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 61 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : g = 28 cm.

La hauteur d'une contre marche est : h = 16.5 cm.

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : L = L<sub>v</sub> + L<sub>p</sub> + L'<sub>p</sub>.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{132}{196} \right) \approx 34^\circ$$

$$L_v = \sqrt{132^2 + 196^2} = \sqrt{55840} = 236.3 \text{ cm.}$$

$$L = 165 + 236.3 + 179 = 580.3 \text{ cm} \approx 5.8 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} &\Rightarrow \frac{508.3}{30} \leq e \leq \frac{508.3}{20} \\ &\Rightarrow 19.34 \leq e \leq 29.02 \end{aligned} \right.$$

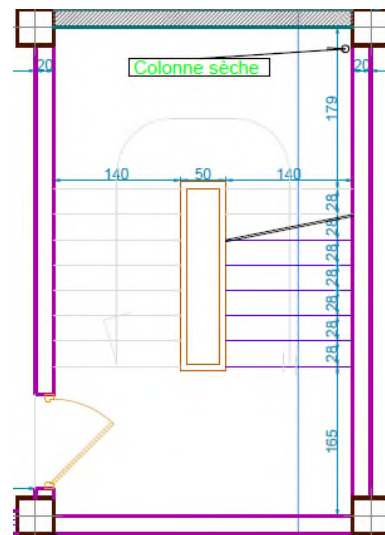


Figure II. 18. Vu en plans de l'escalier du RDC.

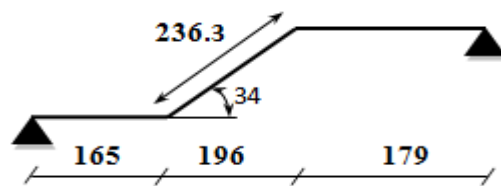


Figure II. 19. Schéma statique de la volée.

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

On prend :  $e = 20\text{ cm}$ .

**II.5.3 Escalier de l'étage courant :**

**Première et troisième volée :**

On prend les mêmes caractéristiques.

$h = 16.5\text{ cm}$  ;  $g = 28\text{ cm}$  ;  $H = 297\text{ cm}$ .

On a :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{297}{16.5} = 18 \text{ contre marche.}$$

Soit la première et la troisième volée avec sept marches.

- ✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{132}{196} \right) \approx 34^\circ$$

$$L_v = \sqrt{132^2 + 196^2} = \sqrt{55840} = 236.3\text{cm.}$$

$$L = 165 + 236.3 + 179 = 580.3\text{ cm} \approx 5.8\text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{580.3}{30} \leq e \leq \frac{580.3}{20} \\ \Rightarrow 19.34 \leq e \leq 29.02 \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 20\text{ cm}$ .

**Deuxième volée :**

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

**Epaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{179}{20} \Rightarrow e \geq 8.95\text{ cm.} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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



Figure II. 20. Escalier des étages courant.

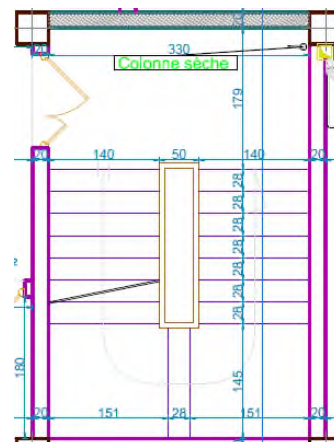


Figure II. 21. Vu en plans escalier des étages courant.

Tableau récapitulatif des dimensions des escaliers :

**Tableau II- 1.** *Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier du RDC.*

Escalier du RDC					
Volée	$\alpha$ (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1.2 et 3	34	8	16.5	28	20

**Tableau II- 2.** *Tableau récapitulatif des dimensions des escaliers des étages courant.*

Escalier des étages courant					
Volée	$\alpha$ (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1 et 3	34	8	16.5	28	20
2	34	2	16.5	28	12

## II.6 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

## II.6.1 Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II- 3. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant et commercial.

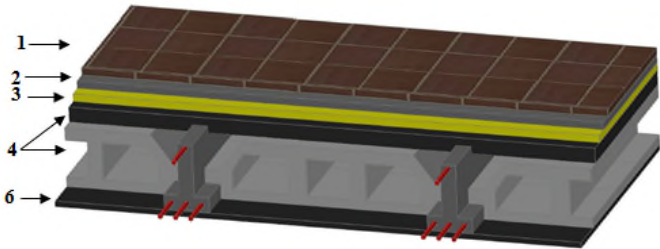
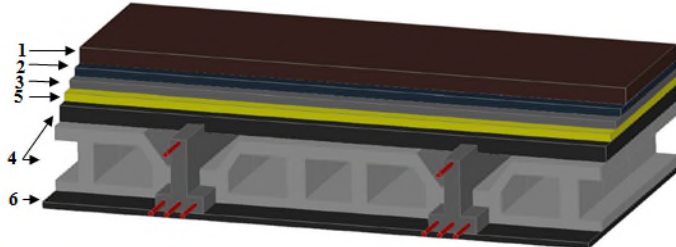
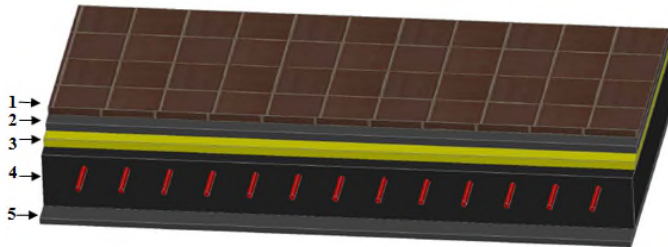
Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	20+4	3.30
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				5.73
Q étages courant				1.5
Q étage commercial				5

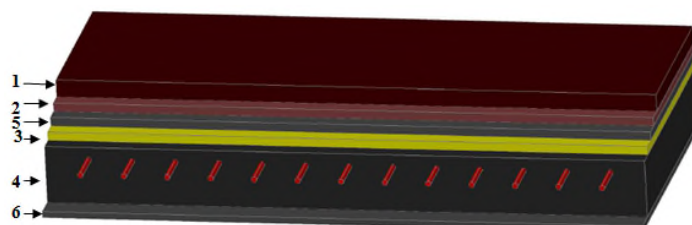
Tableau II- 4. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	20+4	3.30
5	Isolation thermique	0.0025	4	0.01
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.70
Q étage inaccessible				1

**Tableau II- 5.** Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	15	3.75
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
Q étages courant				1.5
Q étage commercial				5
Q étages parking				2.5

**Tableau II- 6.** Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	0.20	4	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pont	0.22	10	2.2
4	Dalle pleine	0.25	15	3.75
5	Isolation thermiques	0.0025	4	0.01
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				7.15
Q étage inaccessible				1

**Tableau II- 7.** Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

Illustration 3D				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	0.25	12	3
2	carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				4.43
Q balcon				3.5

**Tableau II- 8.** Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Illustration 3D
1	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	
2	Brique creuse	1.3	15	1.3	
3	Brique creuse	0.9	10	0.9	
4	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	
Charge permanent G				2.74	

Evaluation des charges des volées :

Tableau II- 9. Volées du RDC et des étages courant (volée à 7 marche) .

**Illustration 3D**

N°	Couche	Poids surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
				RDC	Etage courant
1	Dalle pleine	0.25	20/cos α	6.03	6.03
2	Carrelage	Horizontal	2	0.4	0.4
		Vertical	2h/g	0.24	0.24
3	Mortier de pose	Horizontal	2	0.4	0.4
		Vertical	2h/g	0.24	0.24
4	Enduit de ciment	0.18	1.5/cos α	0.33	0.33
5	Poids des marches	0.22	h/2	1.82	1.82
6	Grade de corps	/	/	0.6	0.6
Charge permanent G <sub>v</sub>				10.06	10.06
Q escalier				2.5	

Tableau II- 10. Volée étage courant (volée à une seul marche).

Couche		Poids surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine		0.25	12/cos α	3.62
Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.24
Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.24
Enduit de ciment		0.18	1.5/cos α	0.33
Poids des marches		0.22	h/2	1.82
Grade de corps		/	/	0.6
Charge permanent G <sub>v</sub>				7.65
Q escalier				2.5



**Tableau II- 11.** Charges sur les paliers.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	0.25	20	5
2	carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.43
Q escalier				2.5

**Tableau II- 12.** Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en corps creux.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Forme de ponté	0.22	10	2.2
2	Corps creux	/	20+4	3.30
3	carrelage	0.20	2	0.4
4	Mortier de pose	0.20	2	0.4
5	Lit de sable	0.18	2	0.36
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.93
Q terrasse accessible				1.5

### II.6.2 Surface afférente :

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repèrent l'effort de compression maximal).

**Figure II. 22.** Illustration en 3D d'un poteau.

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités

$P_I \rightarrow$  Poteau au niveau d'ascenseur.

$P_{II} \rightarrow$  Poteau au niveau de la cage d'escalier.

On va prendre les dimensionnement des poteaux  $(30 \times 30)$   $cm^2$ .

**II.6.2.1 Calcul pour  $P_I$ :**

**II.6.2.1.1 Calcul des surfaces :**

**II.6.2.1.1.1 Les planchers**

$$S_1 = 240 \times 255 \Rightarrow S_1 = 61200 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 240 \times 245 \Rightarrow S_2 = 58800 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 170 \times 255 \Rightarrow S_3 = 43350 \text{ cm}^2$$

$$S_4 = \frac{(253,13+245)170}{2} \Rightarrow S_4 = 42341.05 \text{ cm}^2$$

**II.6.2.1.1.2 Surface des poutres :**

$$S'_1 = 30 \times 255 \Rightarrow S'_1 = 7650 \text{ cm}^2$$

$$S'_2 = 30 \times 170 \Rightarrow S'_2 = 5100 \text{ cm}^2$$

$$S'_3 = 30 \times 240 \Rightarrow S'_3 = 7200 \text{ cm}^2$$

$$S'_4 = 30 \times 245 \Rightarrow S'_4 = 7350 \text{ cm}^2$$

**II.6.2.1.1.3 Surface de poteau :**

$$S_{pot} = 30 \times 30 \Rightarrow S_{pot} = 900 \text{ cm}^2$$

**II.6.2.1.2 Les charges G**

**II.6.2.1.2.1 Terrasse inaccessible:**

$$G_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_4) \times 6,7$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = (61200 + 58800 + 42341.05) \times 10^{-4} \times 6,7$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = 108.7685035 \text{ KN}$$

$$G_{D.P} = S_3 \times 7.15 \Rightarrow G_{D.P} = 43350 \times 10^{-4} \times 7.15$$

$$\Rightarrow G_{D.P} = 30.99525 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.2.2 Etage courant et RDC:**

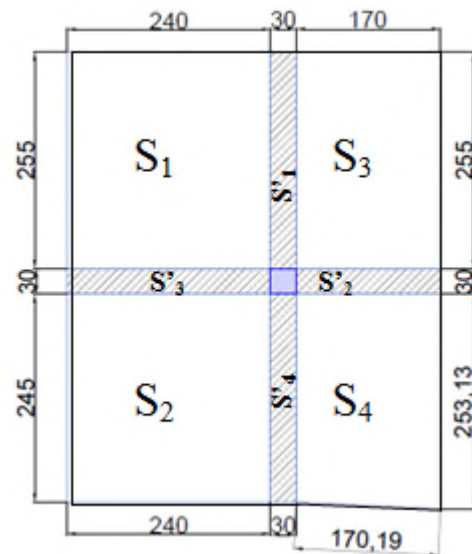


Figure II. 23. La surface qui revient au poteau  $P_I$ .

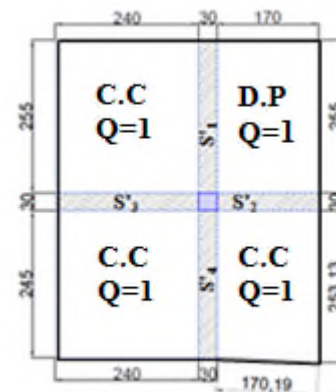


Figure II. 24. Surface afférente de la Terrasse inaccessible.

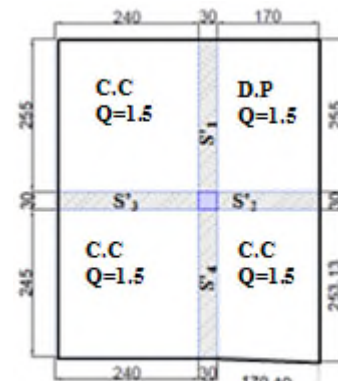


Figure II. 25. Surface afférente étage courant

$$G_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_4) \cdot 5.73$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = (61200 + 58800 + 42341.05) \cdot 10^{-4} \times 5.73$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = 93.02142165 \text{ KN}$$

$$G_{D.P} = S_3 \times 6.18$$

$$\Rightarrow G_{D.P} = 43350 \times 10^{-4} \times 6.18$$

$$\Rightarrow G_{D.P} = 26.7903 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.2.3 Le sous sol:**

$$G_{D.P} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \cdot 6.18 \Rightarrow$$

$$G_{D.P} = (61200 + 58800 + 43350 + 42341.05) \cdot 10^{-4} \times 6.18$$

$$\Rightarrow G_{D.P} = 127.1170689 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.2.4 Calcul de poids propre des poutres:**

$$G_{p.p} = 25[(0.3 \times 0.45 \times 2.55) + (0.3 \times 0.45 \times 2.45)]$$

$$\Rightarrow G_{p.p} = 16.875 \text{ KN}$$

$$G_{p.s} = 25[(0.3 \times 0.4 \times 2.4) + (0.3 \times 0.4 \times 1.7)] \Rightarrow G_{p.s} = 12.3 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.2.5 Calcul de poids propre des poteaux :**

**Pour l'étage courant :**

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.97 \Rightarrow G_{pot} = 6.6825 \text{ KN}$$

**Pour le RDC et le Sous sol :**

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.96 \Rightarrow G_{pot} = 8.91 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.3 La surcharge Q :**

**II.6.2.1.3.1 Terrasse inaccessible :**

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_4) \times 1$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (61200 + 58800 + 42341.05) \cdot 1 \times 10^{-4}$$

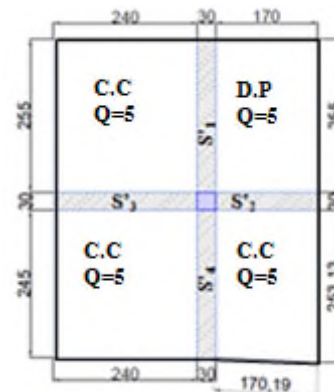
$$\Rightarrow Q_{c.c} = 16.234105 \text{ KN}$$

$$Q_{D.p} = S_3 \times 1 \Rightarrow Q_{D.p} = 43350 \times 10^{-4} \times 1$$

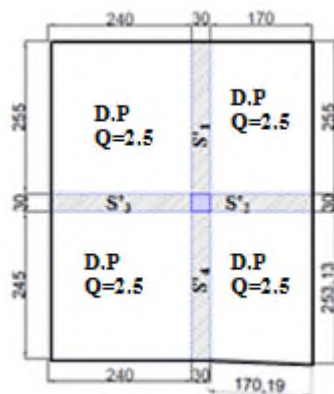
$$\Rightarrow Q_{D.p} = 4.3350 \text{ KN}$$

**II.6.2.1.3.2 L'étage courant:**

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_4) \times 1.5$$



**Figure II. 26.** Surface afférente RDC.



**Figure II. 27.** Surface afférente sous-sol.

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (61200 + 58800 + 42341.05) \times 1.5 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 24.3511575 \text{ KN}$$

$$Q_{D,p} = S_3 \times 1.5 \Rightarrow Q_{D,p} = 43350 \times 1.5 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q_{D,p} = 6.5025 \text{ KN}$$

### II.6.2.1.3.3 Le RDC:

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_4) \times 5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (61200 + 58800 + 42341.05) \times 5 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 81.170525 \text{ KN}$$

$$Q_{D,p} = S_3 \times 5 \Rightarrow Q_{D,p} = 43350 \times 5 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q_{D,p} = 21.675 \text{ KN}$$

### II.6.2.1.3.4 Le sous sol:

$$Q_{D,p} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2.5$$

$$\Rightarrow Q_{D,p} = (61200 + 58800 + 43350 + 42341.05) \times 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q_{D,p} = 51.4227625 \text{ KN}$$

**Tableau II- 13.** Les surfaces reprisent par le poteau I.

Plancher		poutre		Poteau
Section	Surface (cm <sup>2</sup> )	Section	Surface (cm <sup>2</sup> )	Surface (cm <sup>2</sup> )
S <sub>1</sub>	61200	S' <sub>1</sub>	7650	900
S <sub>2</sub>	58800	S' <sub>2</sub>	5100	
S <sub>3</sub>	43350	S' <sub>3</sub>	7200	
S <sub>4</sub>	42341.05	S' <sub>4</sub>	7350	

**Tableau II- 14.** Les charges des différentes surfaces.

Plancher				
Etage	Type	Surface	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Charge (KN)
Terrasse Inaccessible	C.C	S <sub>1</sub> + S <sub>2</sub> + S <sub>4</sub>	6.7	108.768
	D.P	S <sub>3</sub>	7.15	30.995
RDC et courant	C.C	S <sub>1</sub> + S <sub>2</sub> + S <sub>4</sub>	5.73	93.021
	D.P	S <sub>3</sub>	6.18	26.790
sous-sol	D.P	S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> + S <sub>4</sub>	6.18	127.117
Poutre				
Type	Hauteur (m)	Surface	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN)
Poutre principales	0.45	S' <sub>1</sub> + S' <sub>4</sub>	25	6.682
Poutre secondaire	0.40	S' <sub>2</sub> + S' <sub>3</sub>	25	8.91

Poteau			
Etage	Hauteur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN)
Courant	2.97	25	6.682
RDC et sous-sol	3.96	25	8.91

#### II.6.2.1.4 Descente de charge

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

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 10<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

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

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Donc pour le **RDC** et les sous-sols la loi de dégression n'est plus applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P<sub>1</sub>) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau II- 15. Descente de charge de poteau I.**

étage	niveau	élément	G (KN)	Q (KN)
étage 10	0	plancher	139.764	20.569
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		175.619	20.569
étage 9	1	venant de 10	175.619	51.423
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
	somme		331.286	51.423
étage 8	2	venant de 9	331.286	79.192
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
	somme		486.953	79.192
étage 7	3	venant de 8	486.953	103.875

		plancher	119.812	103.875
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
		somme	642.62	
étage 6	4	venant de 7	642.62	125.473
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	798.287	125.473		
étage 5	5	venant de 6	798.287	143.985
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	953.954	143.985		
étage 4	6	venant de 5	953.954	159.412
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	1109.621	159.412		
étage 3	7	venant de 4	1109.621	173.913
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	1265.288	173.913		
étage 2	8	venant de 3	1265.288	190.143
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	1420.955	190.143		
étage 1	9	venant de 2	1420.955	206.619
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
somme	1576.622	206.619		
RDC	10	venant de 1	1576.622	221.12
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	8.91	
somme	1734.519	221.12		
sous sol 1	11	Venant de RDC	1734.519	323.965
		plancher	119.812	

		poutres	29.175	323.965	
		poteaux	8.91		
		somme	1892.416		
	sous sol 2	12	venant ss1	1892.416	375.387
			plancher	127.117	
poutres			29.175		
poteaux			8.91		
		somme	2057.618	375.387	

II.6.2.2 Calcul pour le poteau II

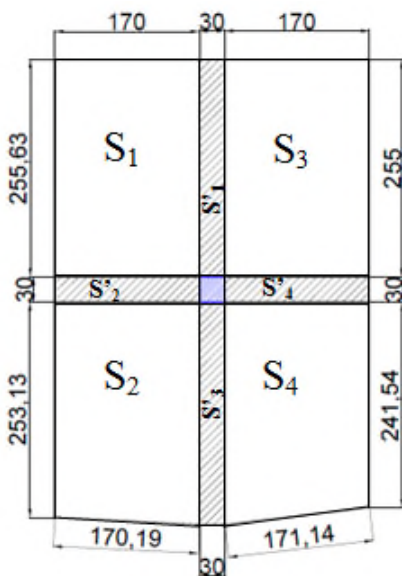


Figure II. 29. Surface qui revient au poteau II.

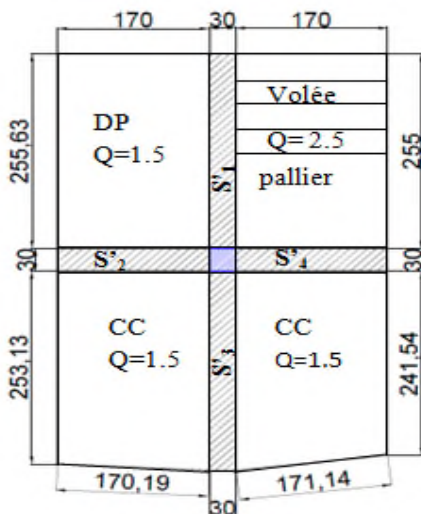


Figure II. 28. Surface afférente au niveau de l'étage courant.

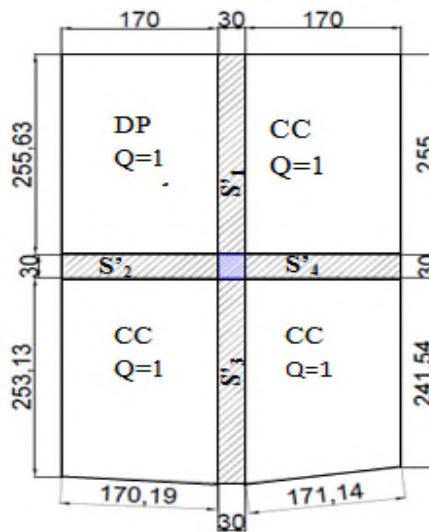


Figure II. 31. Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible.

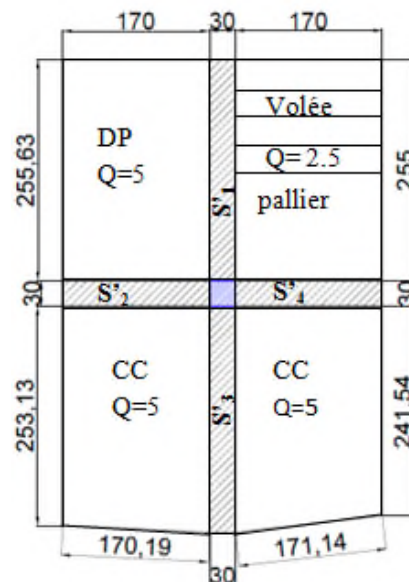


Figure II. 30. Surface afférente au niveau du RDC

Le tableau suivant présente les surfaces des éléments constitutifs de la surface afférente qui revient au poteau II :

**Tableau II- 16.** Surface du poteau II.

Plancher		Poutre		Poteau
Section	Surface (cm <sup>2</sup> )	Section	Surface (cm <sup>2</sup> )	Surface (cm <sup>2</sup> )
S <sub>1</sub>	43350	S' <sub>1</sub>	7650	900
S <sub>2</sub>	43722.3	S' <sub>2</sub>	5100	
S <sub>3</sub>	43350	S' <sub>3</sub>	7837.5	
S <sub>4</sub>	42737.15	S' <sub>4</sub>	5100	

**II.6.2.2.1 Les charges G :****Tableau II- 17.** Les charges G sur le poteau II.

Plancher		poutre		Poteau	
Les niveaux	Charge G (KN)	Type de poutre	Charge G (KN)	Charge G (KN)	
Terrasse inaccessible	17.316	Poutre principale	17.423	Poteau d'étage	6.683
Étage courant	110.685			courant	

**II.6.2.2.2 Les surcharges Q :****Tableau II- 18.** Surcharge Q sur le poteau II.

Plancher	
Les niveaux	Charge Q (KN)
Terrasse inaccessible	17.316
Étage courant	30.309
RDC	75.742
Sous sol	43.290

**II.6.2.2.3 Décence de charge****Tableau II- 19.** Décence de charge sur le poteau II.

étage	niveau	élément	G (KN)	Q (KN)
étage 10	0	plancher	117.967	17.316
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		152.27	17.316
étage 9	1	venant de 10	152.27	47.625
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	



		poteaux	6.68	
	somme		297.258	47.625
étage 8	2	venant de 9	297.258	74.903
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		442.246	74.903
étage 7	3	venant de 8	442.246	99.15
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		587.234	99.15
étage 6	4	venant de 7	587.234	120.367
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		732.222	120.367
étage 5	5	venant de 6	732.222	138.552
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		877.21	138.552
etage 4	6	venant de 5	877.21	153.707
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		1022.198	153.707
étage 3	7	venant de 4	1022.198	167.952
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		1167.186	167.952
étage 2	8	venant de 3	1167.186	183.894
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	
	somme		1312.174	183.894
étage 1	9	venant de 2	1312.174	200.079
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	6.68	

		somme	1457.162	200.079
RDC	10	venant de 1	1457.162	243.856
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	8.91	
		somme	1604.38	243.856
sous sol 1	11	venant RDC	1604.38	319.598
		plancher	110.685	
		poutres	27.623	
		poteaux	8.91	
		somme	1751.598	319.598
sous sol 2	12	venant sous sol	1751.598	362.888
		plancher	107.013	
		poutres	27.623	
		poteaux	8.91	
		somme	1895.144	362.888

### II.6.3 Vérification du poteau :

Le poteau P<sub>1</sub> est le plus défavorable.

Vérification à la compression simple :

G = 2057.618 KN et Q = 375.387 KN

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N<sub>u</sub> de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 2057.618 + 1.5 \times 375.387)$$

$$N_u^* = 3674.95128 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

**Tableau II- 20.** Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (MN)	Section (cm <sup>2</sup> )	B <sub>calculée</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>choisis</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation
RDC et les deux sous sols	3.675	50 × 55	0.259	0.275	Vérifiée
Etage courant 1 - 2 - 3	2.682	45 × 50	0.189	0.225	Vérifiée
Etage courant 4 - 5 - 6	1.911	40 × 45	0.137	0.18	Vérifiée
Etage courant 7 - 8 - 9	1.126	35 × 40	0.079	0.14	Vérifiée
Etage courant 10	0.295	30 × 35	0.021	0.105	vérifiée

**II.6.4 Vérification au flambement :**

D'après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : section réduite du béton.

$A_s$  : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$  : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$  : coefficient de sécurité du béton.

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

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

On calcul l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.7 \times l_0$

$l_0$  : longueur du poteau.

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

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

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r\text{calc}}$

Exemple de calcul pour le RDC et le sous sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = h_{\text{pot}} - h_{\text{poutre}} = 3.96 - 0.4 = 3.56 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.56 = 2.492 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{2.492}{0.5} = 17.245 \text{ m}$$

$0 < \lambda < 50$  :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.245}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{3.675}{0.81 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.206 \text{ m}^2$$

**Tableau II- 21.** Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveaux	$L_0$ (m)	$I_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	Nu (Mn)	$B_r$ $(m^2)$	$B_{r_{choisis}}$ $(m^2)$	Observation $B_{r_{choisis}} > B_r$
RDC+2 sous-sol	3.56	2.492	17.245	0.81	3.675	0.206	0.2544	Vérifiée
Étage 1 - 2 - 3	2.57	1.799	13.832	0.82	2.682	0.148	0.2064	Vérifiée
étage 4 - 5 - 6	2.57	1.799	15.561	0.82	1.911	0.106	0.1634	Vérifiée
étage 7 - 8 - 9	2.57	1.799	17.784	0.81	1.126	0.063	0.1254	Vérifiée
étage 10	2.57	1.799	20.748	0.79	0.295	0.017	0.0924	Vérifiée

### II.6.5 Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

### II.7 Pré dimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

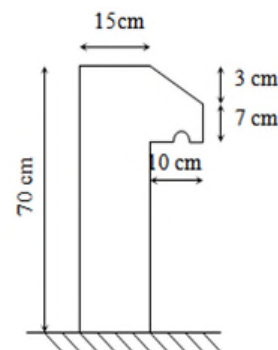
L'acrotère est soumis à son poids propre, qui donne un effort normal et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

Dans notre projet on a l'acrotère qui a les dimensions suivantes :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0.70 \times 0.15 + 0.07 \times 0.10 + \frac{0.03 \times 0.10}{2}$$

$$S = 0.1135 \text{ m}^2$$



**Figure II. 32.** Schéma de l'acrotère.

**Tableau II- 22.** Les charges de l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0.70	0.378	2.84	1	3.218

## II.8 Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter les dimensions suivantes :

**Tableau II- 23.** Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments		Les dimensions	
Plancher à corps creux		(20 + 4) cm	
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur et de deux sous sols	e = 15 cm	
	Dalle des balcons	e = 12 cm	
Escalier	RDC		
	Des étages courants	1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	e = 20 cm
		2 <sup>ème</sup> volée	e = 12 cm
Poutres	principales	(30 × 45) cm <sup>2</sup>	
	secondaires	(30 × 40) cm <sup>2</sup>	
Voiles	RDC et les deux sous sols	e = 20 cm	
	Les étages courants	e = 15 cm	
Poteaux	RDC et les deux sous sols	(50 × 55) cm <sup>2</sup>	
	Etage courant 1-2-3	(45 × 50) cm <sup>2</sup>	
	Etage courant 4-5-6	(40 × 45) cm <sup>2</sup>	
	Etage courant 7-8-9	(35 × 40) cm <sup>2</sup>	
	Etage courant 10	(30 × 35) cm <sup>2</sup>	

# Chapitre III

### III.1 Introduction

Dans un ouvrage quelconque existe deux types d'éléments constitutifs :

- ✓ Eléments secondaires ;
- ✓ Eléments principaux.

Le chapitre suivant traite le calcul des éléments secondaires.

Un élément secondaire est un élément porteur qui ne fonctionne pas dans les conditions accidentelles.

Parmi les éléments secondaires, qu'on va traiter durant ce chapitre :

- ✓ Les planchers ;
- ✓ Les poutres de chaînage;
- ✓ L'escalier ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ L'ascenseur.

### III.2 Calcul des planchers

#### III.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement  $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$ ) tel que le bâtiment d'habitation, bureau, ...).

Il est constitué de :

- Corps creux → élément de remplissage.
- Poutrelles (nervures) → élément principal.
- Dalle de compression → rôle : répartition des charges (dalle mince (4 - 6) cm).

#### III.2.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple.

##### III.2.1.1.1 Les méthodes de calcul

###### III.2.1.1.1.1 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :

$$Q \leq \min (2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

- b) Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25  $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- c) Fissuration peu nuisible (F.P.N).
- d) Le moment d'inertie I de la poutrelle est constant sur toutes les travées.
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (**annexe E1 du BAEL**).
  - Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (**annexe E2 du BAEL**).
  - Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (**annexe E2 du BAEL**), c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments en appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

### III.2.1.1.1.1 Valeurs des moments

On appelle :

$M_a$  : moment maximale sur un appui donné.

$M_t$  : moment maximale en travée.

$M_0$  : moment maximale isostatique.

$\alpha$  : degré de surcharge.

### III.2.1.1.1.1.2 Moments aux appuis :

$$M_a = \begin{cases} -0.6 M_0 & \text{pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées.} \\ -0.5 M_0 & \text{pour les premiers appuis intermédiaires (appui voisin de rive) d'une poutrelle à plus de deux travées.} \\ -0.4 M_0 & \text{pour tous les appuis centraux (autres que les appuis voisins de rive), pour les poutres ou les poutrelles à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Au niveau de l'appui de rive le moment est nulle ce pendant le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de fissuration équilibrant un moment  $= -0.15 M_0$  ( $M_a^{\text{rive}} = -0.15 M_0$ ), avec  $M_0$  est moment isostatique maximale entre les deux travées de rive.

### III.2.1.1.1.1.3 Moments en travées :

$M_t$  est calculée à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

a) **Première condition :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0$$

**N.B :**  $M_g$  et  $M_d$  sont pris avec valeurs absolues.

b) **Deuxième condition :**

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



$$\text{On a : } \alpha = \frac{q}{G+q}$$

#### III.2.1.1.1.4 Valeurs des efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale l'effort tranchant isostatique (V<sub>0</sub>), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V<sub>0</sub> est majoré de :

$$\begin{cases} 15\% \text{ pour poutre à deux travées.} \\ 10\% \text{ pour poutre à plus de travées.} \end{cases}$$

#### III.2.1.1.1.2 Méthode de Caquot :

S'applique pour les planchers à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot à légèrement modifier pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armée.

##### III.2.1.1.1.2.1 Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_i = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = - \frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

l'<sub>G</sub> et l'<sub>D</sub> : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q<sub>G</sub> et q<sub>D</sub> : charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

p<sub>G</sub> et p<sub>D</sub> : charges concentrée à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

a<sub>G,D</sub> : C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

##### III.2.1.1.1.2.2 Moments en travées :

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

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

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

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \longrightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

**III.2.1.1.1.2.3 L'effort tranchant :**

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

**III.2.1.1.1.3 Méthode de Caquot minorée :**

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ( $G' = \frac{2}{3} G$ ).

La charge  $G'$  est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge total  $G$  et non pas  $G'$ .

**III.2.1.1.1.3.1 Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

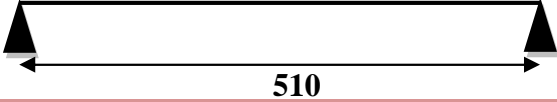
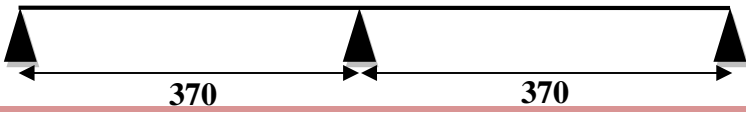
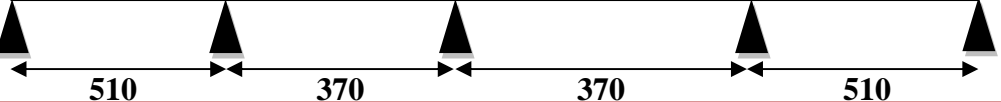
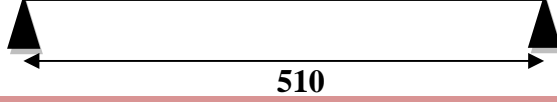
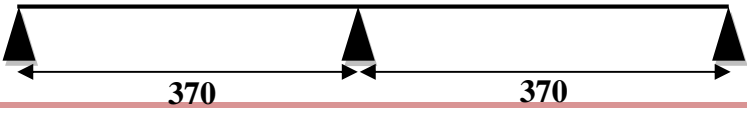
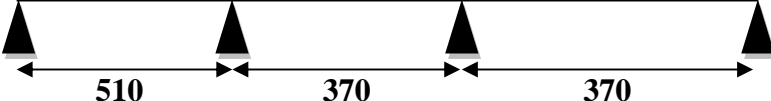
A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = l_0 \times q_s$

Avec :  $l_0 = 0.65 m$

**III.2.1.1.2 Les différents types de poutrelles**

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

Type	Schéma statique	
RDC	T <sub>1</sub>	
	T <sub>2</sub>	
	T <sub>4</sub>	
Etage courant 1-8	T <sub>1</sub>	
	T <sub>2</sub>	
	T <sub>3</sub>	

	T <sub>4</sub>	
Etage courant 9-10	T <sub>1</sub>	
	T <sub>2</sub>	
	T <sub>3</sub>	
	T <sub>4</sub>	
Etage inaccessible	T <sub>1</sub>	
	T <sub>2</sub>	
	T <sub>4</sub>	

III.2.1.1.3 Calcul des efforts interne

III.2.1.1.3.1 Exemple de calcul Etage RDC :

III.2.1.1.3.1.1 Poutrelle avec chargement régulière

III.2.1.1.3.1.1.a Calcul d'une poutrelle de Type T1 (poutrelle isostatique)

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 5) \times 0.65$$

$$P_s = (5.73 + 5) \times 0.65$$

$$\begin{cases} p_u = 9.903 \text{ KN/m} \\ P_s = 6.975 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Moments en travée :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 32.25 \text{ KN/m} \\ M_0^s = 22.72 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Moments aux appuis :

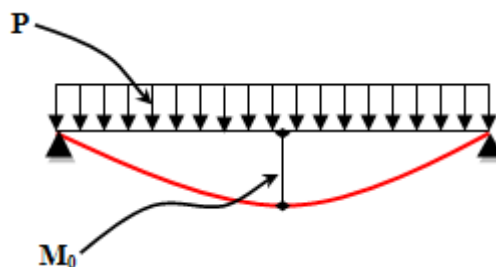


Figure III. 1. Moment d'une poutrelle isostatique.

$$M_A = M_B = \begin{cases} M_A^u = M_B^u = -0.15 \times 32.25 = -4.84 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_B^s = -0.15 \times 22.72 = -3.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Efforts tranchants :

$$V = \frac{ql}{2} \rightarrow \begin{cases} v_A = 25.25 \text{ KN} \\ v_B = -25.25 \text{ KN} \end{cases}$$

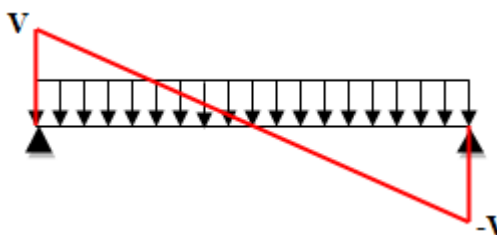


Figure III. 2. Effort tranchant d'une poutrelle isostatique.

Tableau III- 2. Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles isostatiques.

Etages	Chargement (KN)		Moment aux appuis (KN.m)				Moment aux travées (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>a</sub> <sup>u</sup>	M <sub>b</sub> <sup>u</sup>	M <sub>a</sub> <sup>s</sup>	M <sub>b</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>	V <sub>a</sub>	V <sub>b</sub>
RDC	9,903	6,975	-4,83	-4,83	-3,4	-3,4	32,2	22,68	25,25	-25,25
01 à 08	6,491	4,7	-3,17	-3,17	-2,29	-2,29	21,1	15,88	16,55	-16,55
09-10	6,491	4,7	-3,29	-3,29	-2,38	-2,38	21,94	15,88	16,88	-16,88
Terrasse inaccessible	6,854	5,005	-3,34	-3,34	-2,44	-2,44	22,28	16,27	17,48	-17,48

III.2.1.1.3.1.1.b Calcul d'une Poutrelle type T2 (poutrelle à 2 travées)

➤ 1 type calcul avec la méthode forfaitaire

$$\begin{cases} G = 6.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1)  $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.86 ; 5) \dots\dots\dots$  vérifiée
- 2)  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{3.7} = 1 \in [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$  vérifiée
- 3) I= est constant sur toute la poutrelle..... vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. .... vérifiée

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la M.F est applicable.

➤ Calcul des charges :

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 6.93 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \\ P_s = (6.93 + 1.5) \times 0.65 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_u = 7.544 \text{ KN/m} \\ P_s = 5.48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_A^U = 12.91 \text{ KN.M} \\ M_A^S = 9.38 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0.15 \times 12.91 = -1.94 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 9.38 = -1.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.6M_0 \begin{cases} M_B^u = -7.75 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -5.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée  $M_t^{AB} = M_t^{BC}$**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{6.93 + 1.5} = 0.178$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0534 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2534 \end{cases}$$

➤ **Travée AB :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.0534) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.0534 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.0534 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.0534 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.7534 M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.6267 M_0^{AB} \dots\dots\dots(2)$$

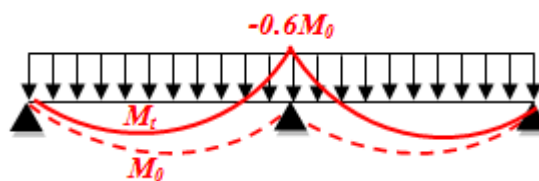
**On prend (1) :**

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 9.73 \text{ KN.m} = M_t^{BC} \\ M_{t,S}^{AB} = 7.07 \text{ KN.m} = M_t^{BC} \end{cases}$$

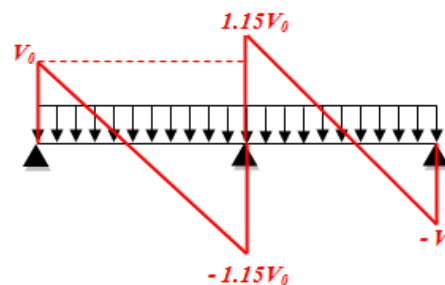
**Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_A = 13.96 \text{ KN} \\ V_B = -16.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_B = 16.05 \text{ KN} \\ V_C = -13.96 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure III. 3.** Moment d'une poutre continue à 2 travées par la M.F.



**Figure III. 4.** Effort tranchant d'une poutre continue à 2 travées par la M.F.

**Tableau III- 3.** Tableau récapitulatif des restes des efforts des poutrelles type 2.

Etage	Chargement (KN)		Moment isostatique (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Moment aux appuis (KN.m)			Effort tranchant (KN.m)	
	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>	Appuis	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	V <sub>ug</sub>	V <sub>ud</sub>
RDC	7,544	5,48	AB	12,91	9,38	7,07	A	-1,94	-1,41	13,96	/
							B	-7,75	-5,63	-16,05	16,05
			BC	12,91	9,38	7,07	C	-1,91	-1,41	/	-13,96
1-8	6,491	4,7	AB	11,11	8,04	8,47	A	-1,67	-1,21	12	/
							B	-6,67	-4,83	-13,8	13,8
			BC	11,11	8,04	8,47	C	-1,67	-1,21	/	-12
Etage 9-10	6.491	4.7	AB	11.11	8.04	8.47	A	-1.67	-1.21	12	/
							B	-6.67	-4.83	-13.8	13.8
			BC	11.11	8.04	8.47	C	-1.67	-1.21	/	-12

➤ 2<sup>ème</sup> type calcul avec la méthode de Caquot minorée

$$\begin{cases} G = 6.7 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1)  $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.86 ; 5) \dots\dots\dots$  vérifiée
- 2)  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{5.1} = 0.73 \notin [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$  pas vérifiée
- 3) I= est constant sur toute la poutrelle..... vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. ....vérifiée

⇒ Toutes les conditions ne sont pas vérifier donc la **M.F** n'est pas applicable.

→ On applique la méthode de Caquot minorée.

$$G' = \frac{2}{3}G = 4.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} p_u = 6.86 \text{ KN/m} \\ P_s = 5 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} p'_u = 4.9 \text{ KN/m} \\ P'_s = 3.56 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Le moment aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15 (M_0^{AB}; M_0^{BC}) ; \begin{cases} M_{0,U}^{BC} = 22.3 \text{ KN.m} \\ M_{0,S}^{BC} = 16.26 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_A^U = M_C^U = -3.35 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_C^S = -3.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment au B :**

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 4.9 \text{ KN/m} \\ l'_g = 3.7 \text{ m} \\ l'_d = 5.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^u = -\frac{4.9 \times 3.7^3 + 4.9 \times 5.1^3}{8.5(3.7 + 5.1)} = -12 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -\frac{3.56 \times 3.7^3 + 3.56 \times 5.1^3}{8.5(3.7 + 5.1)} = -8.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée AB :**

$$x_0 = \frac{3.7}{2} - \frac{12}{6.86 \times 3.7} = 1.38 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 6.86 \frac{1.38}{2} (3.7 - 1.38) - 12 \left( \frac{1.38}{3.7} \right) = 6.51 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 5 \frac{1.38}{2} (3.7 - 1.38) - 8.72 \left( \frac{1.38}{3.7} \right) = 4.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_A = 9.438 \text{ KN} \\ V_B = -19.83 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Moment entravé BC :**

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 16.69 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 12.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$v_c = -15.126 \text{ KN}$$

**Tableau III- 4.** Tableau récapitulatif des poutres type T3.

Etagé	Chargement (KN)				travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>		M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	
1à 8	6,491	4,7	4,815	3,458	AB	21,1	15,28	15,899	11,541	A	-3,165	-2,292	14,367
					B	-11,146	-8,004	-18,738					
					BC	11,11	8,04	2,398	1,788	C	-6,514	-4,678	13,769
					CD	11,11	8,04	8,089	5,874	D	-3,165	-2,292	-10,248
9- 10	6,491	4,7	4,815	3,458	AB	11,11	8,04	8,089	5,874	A	-3,165	-2,292	10,248
					B	-6,514	-4,678	-13,769					
					BC	11,11	8,04	2,398	1,788	C	-11,146	-8,004	18,738
					CD	21,1	15,28	15,899	11,541	D	-3,165	-2,292	-14,367

### III.2.1.1.3.1.1.c Calcul d'une poutrelle type 4 (poutrelle à 4 travées)

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1)  $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.86; 5) \dots\dots\dots$  vérifiée
- 2)  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{5.1} = 0.73 \notin [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$  pas vérifiée
- 3)  $I =$  est constant sur toute la poutrelle..... vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. .... vérifiée

$\Rightarrow$  La condition ② n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

On a:

$$G' = \frac{2}{3}G = 3.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} p_u = 9.909 \text{ KN/m} & p'_u = 8.227 \text{ KN/m} \\ p_s = 6.975 \text{ KN/m} & p'_s = 5.733 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des moments aux appuis :

➤ **Appuis de rive :**

$M_a = M_c = 0$ , mais le **BAEL** exige de mètre des aciers de fissuration équilibrant fictif.

$$M = -0.15 \max(M_0^1; M_0^4) \Rightarrow M = -0.15 M_0^1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0,U}^1 = 22.3 \text{ KN.m} \\ M_{0,S}^1 = 16.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_U^A = M_U^E = -4.83 \text{ KN.m} \\ M_S^A = M_S^E = -3.402 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis B :**

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 8.227 \frac{\text{KN}}{\text{m}} & q'_s = 5.733 \text{ KN/m} \\ l'_g = 5.1 \text{ m} \\ l'_d = 0.8 \times 3.7 = 2.96 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^u = -\frac{8.227 \times 5.1^3 + 8.227 \times 2.96^3}{8.5(3.7 + 2.96)} = -19.044 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -\frac{5.733(5.1^3 + 2.96^3)}{8.5(5.1 + 2.96)} = -13.271 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis C :**

$$\begin{aligned} q_g = q_d = q'_u &= 8.227 \frac{\text{KN}}{\text{m}} & q'_s &= 5.733 \text{ KN/m} \\ l'_g &= 0.8 \times 3.7 = 2.96 \text{ m} \\ l'_d &= 0.8 \times 3.7 = 2.96 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{cases} M_C^u = -\frac{8.227(2 \times 2.96^3)}{8.5(2 \times 2.96)} = -8.48 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -\frac{5.733(2 \times 2.96^3)}{8.5(2 \times 2.96)} = -5.733 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis D :**

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 8.227 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad q'_s = 5.733 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0.8 \times 3.7 = 2.96 \text{ m} \\ l'_d = 5.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^u = -\frac{8.227 \times 5.1^3 + 8.227 \times 2.96^3}{8.5(3.7 + 2.96)} = -19.044 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -\frac{5.733(5.1^3 + 2.96^3)}{8.5(5.1 + 2.96)} = -13.271 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux travées :**

➤ **Travée AB :**

$$x_0 = \frac{5.1}{2} - \frac{19.044}{9.903 \times 5.1} = 2.173 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 9.903 \frac{2.173}{2} (5.1 - 2.173) - 19.044 \left( \frac{2.173}{5.1} \right) = 23.379 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 6.975 \frac{2.173}{2} (5.1 - 2.173) - 13.271 \left( \frac{2.173}{5.1} \right) = 16.527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée BC :**

$$x_0 = \frac{3.7}{2} - \frac{19.044 - 8.48}{9.903 \times 3.7} = 2.173 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 9.903 \frac{2.138}{2} (3.7 - 2.138) - 19.044 \left( 1 - \frac{2.138}{3.7} \right) - 8.48 \left( \frac{2.138}{3.7} \right) = 3.596 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 6.975 \frac{2.138}{2} (3.7 - 2.138) - 13.271 \left( 1 - \frac{2.138}{3.7} \right) - 5.909 \left( \frac{2.138}{3.7} \right) = 2.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travées CD :**

$$x_0 = \frac{3.7}{2} - \frac{8.48 - 19.044}{9.903 \times 3.7} = 1.562 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 9.903 \frac{1.562}{2} (3.7 - 1.562) - 8.48 \left( 1 - \frac{1.562}{3.7} \right) - 19.044 \left( \frac{1.562}{3.7} \right) = 3.596 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 6.975 \frac{1.562}{2} (3.7 - 1.562) - 5.909 \left( 1 - \frac{1.562}{3.7} \right) - 13.271 \left( \frac{1.562}{3.7} \right) = 2.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée DE :**

$$x_0 = 2.927 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 23.379 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 16.527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les efforts tranchants :

AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{9.903 \times 5.1}{2} - \frac{19.044}{5.1} = 21.519 \text{ KN} \\ V_B = \frac{-9.903 \times 5.1}{2} - \frac{19.044}{5.1} = -28.987 \text{ KN} \end{cases}$$

BC :

$$\begin{cases} V_B = 35.073 \text{ KN} \\ V_C = -15.465 \text{ KN} \end{cases}$$

CD:

$$\begin{cases} V_C = 15.465 \text{ KN} \\ V_D = -21.176 \text{ KN} \end{cases}$$

DE:

$$\begin{cases} V_D = 28.987 \text{ KN} \\ V_E = -21.519 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III- 5. Tableau récapitulatif des efforts des poutrelles type T4.

Etage	Chargement (KN)				Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)		Effort tranchant max (KN)
	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>		M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	
RDC	9,903	6,975	8,227	5,733	AB	32,2	22,68	23,379	16,527	A	-4,83	-3,402	21,519
					B					B	-19,044	-13,271	-28,519
					BC	16,95	11,94	3,596	2,63	C	-8,48	-5,909	15,465
					CD	16,95	11,94	3,596	2,63	D	-19,044	-13,271	28,987
					DE	32,2	22,68	23,379	16,527	E	-4,83	-3,402	-21,519
9-10	6,491	4,7	4,815	3,458	AB	21,1	15,28	15,899	11,541	A	-3,165	-2,292	14,367
					B					B	-11,146	-8,004	-18,738
					BC	11,11	8,04	3,268	2,412	C	-4,963	-3,564	10,337
					CD	11,11	8,04	3,268	2,412	D	-11,146	-8,004	18,738
					DE	21,1	15,28	15,899	11,541	E	-3,165	-2,292	-14,367
Terrasse	6,854	5,005	4,997	3,553	AB	22,28	16,27	16,979	12,42	A	-3,342	-2,441	15,256
					B					B	-11,331	-8,224	-19,699
					BC	11,73	8,58	3,751	2,774	C	-5,046	-3,662	10,981
					CD	11,73	8,58	3,751	2,774	D	-11,331	-8,224	19,688
					DE	22,28	16,27	16,979	12,42	E	-3,342	-2,441	-15,256

III.2.1.1.3.1.2 Poutrelle avec chargement irrégulier

III.2.1.1.3.1.2.a Poutre isostatique de RDC sous charge répartie non uniforme :

Le calcul de ce type de poutrelle se fait avec un calcul de RDM par la méthode des tronçons.

➤ Calcul des charges à l'ELU

$$q_1 = (1.35G + 1.5Q) l_0$$

$$= (1.35 \times 6.93 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65$$

$$= 7.544 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = (1.35G + 1.5Q) l_0$$

$$= (1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65$$

$$= 6.491 \text{ KN/m}$$

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = 14.05 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.09 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

➤ **Premier tronçon :  $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$**

$$\Sigma F_y / \varepsilon = 0$$

$$T_y = -6.491x + 14.05$$

$$\begin{cases} T(0) = 14.05 \text{ KN} \\ T(1.7) = 3.02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_y / \varepsilon = 0$$

$$M_z = 14.05x - 3.246x^2$$

$$\begin{cases} M_z(0) = 0 \\ M_z(1.7) = 14.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'extremum :**

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow 14.05 - 6.492x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.16 \text{ m} \notin [0 ; 1.7]$$

➤ **Deuxième tronçon :  $1.7 \text{ m} \leq x \leq 4.1 \text{ m}$**

$$\Sigma F_y / \varepsilon = 0$$

$$T_y = 15.84 - 7.544x$$

$$\begin{cases} T(1.7) = 3.02 \text{ KN} \\ T(4.1) = -15.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_y / \varepsilon = 0$$

$$M_z = 15.84x - 1.522 - 3.772x^2$$

$$\begin{cases} M_z(1.7) = 14.5 \text{ KN.m} \\ M_z(4.1) = 0 \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'extremum :**

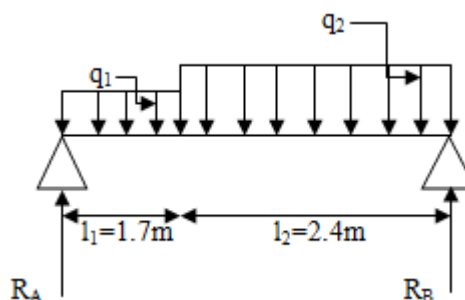


Figure III. 5. Poutrelle isostatique avec chargement irrégulier.

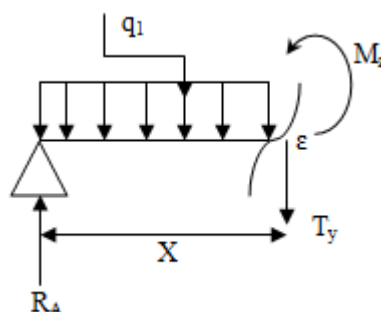


Figure III. 6. Première tronçon.

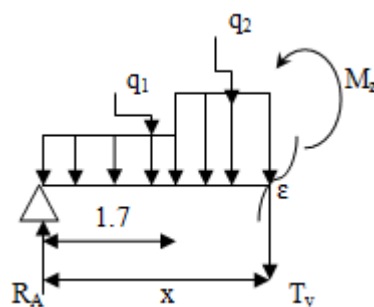


Figure III. 7. Deuxième tronçon.

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow 15.84 - 7.544 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.1 \text{ m} \in [1.7 ; 4.1]$$

$$M_z^{\max}(2.1) = 15.12 \text{ KN.m}$$

Donc les sollicitations maximales à l'ELU sont :

$$\begin{cases} M_t = 15.12 \text{ KN.m} \\ V_U = 15.08 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour déterminer les sollicitations maximales à l'ELS on fait le même calcul.

### III.2.1.1.3.1.2.b Calcul d'une poutrelle continue de RDC avec un chargement réparti non uniforme avec quatre travées :

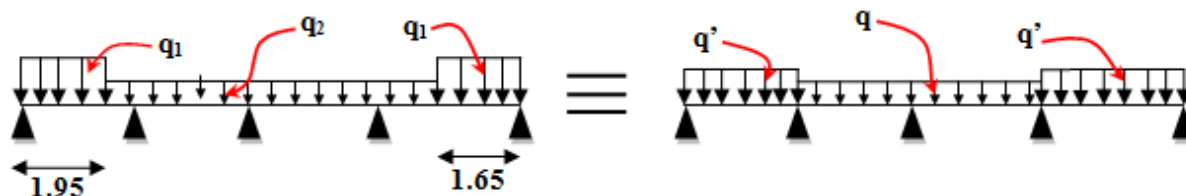


Figure III. 8. Poutrelle continue avec chargement irrégulier.

➤ **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} q_1^u = (1.35 \times G_{c.c} + 1.5 Q_{balcon}) l_0 \\ q_2^u = (1.35 \times G_{c.c} + 1.5 Q_{habitation}) l_0 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} q_1^s = (G_{c.c} + Q_{balcon}) l_0 \\ q_2^s = (G_{c.c} + Q_{habitation}) l_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q' = \frac{q_1 + q_2}{2} \\ q = q' \end{cases}$$

➤ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} q_1^u = (1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 3.5) \times 0.65 \\ q_2^u = (1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_1^u = 8.44 \text{ KN/m} \\ q_2^u = 6.49 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q'_u = \frac{8.44 + 6.49}{2} = 7.465 \text{ KN/m} \\ q_u = 6.49 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} q_1^s = (5.73 + 3.5) \times 0.65 \\ q_2^s = (5.73 + 1.5) \times 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_1^s = 6 \text{ KN/m} \\ q_2^s = 4.7 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q'_s = \frac{6 + 4.7}{2} = 5.35 \text{ KN/m} \\ q_s = 4.7 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la deuxième condition de cette méthode n'est pas vérifiée :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.1}{3.7} = 1.38 \notin [0.8 ; 1.25]$$

Donc on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ **Calcul des charges minorées :**

$$\text{On a : } G_m = \frac{2}{3}G = \frac{2 \times 5.73}{3} = 3.82 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELU :**

$$\begin{cases} q_{1,m}^u = (1.35 \times 3.82 + 1.5 \times 3.5) \times 0.65 \\ q_{2,m}^u = (1.35 \times 3.82 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_{1,m}^u = 6.76 \text{ KN/m} \\ q_{2,m}^u = 4.81 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q'_{u,m} = \frac{6.76 + 4.81}{2} = 5.785 \text{ KN/m} \\ q_{u,m} = 4.81 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**A l'ELS:**

$$\begin{cases} q_{1,m}^s = (3.82 + 3.5) \times 0.65 \\ q_{2,m}^s = (3.82 + 1.5) \times 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_{1,m}^s = 4.758 \text{ KN/m} \\ q_{2,m}^s = 3.458 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q'_{s,m} = \frac{4.758 + 3.458}{2} = 4.108 \text{ KN/m} \\ q_{s,m} = 3.458 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

➤ **Calcul des moments au niveau des appuis :**

➤ **Appui de rives :**

$M_A = M_B = 0$ , Mais il faut mettre des aciers de fissurations.

Calcul des moments isostatiques de la travée de rive :

$$\begin{cases} M_0^{AB,u} = \frac{7.465 \times (5.1)^2}{8} = 24.27 \text{ KN.m} \\ M_0^{AB,s} = \frac{5.35 \times (5.1)^2}{8} = 17.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_A^u = -0.15 \times 24.27 = -3.64 \text{ KN.m} \\ M_A^s = -0.15 \times 17.39 = -2.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

➤ **Appui B :**

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g^u = 5.785 \text{ KN/m} ; q_g^s = 4.108 \text{ KN/m} \\ q_d^u = 4.81 \text{ KN/m} ; q_d^s = 3.458 \text{ KN/m} \\ l_g' = l_g = 5.1 \text{ m} ; l_d' = 3.7 \times 0.8 = 2.96 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^u = -\frac{5.785 \times (5.1)^3 + 4.81 \times (2.96)^3}{8.5(5.1 + 2.96)} = -13.02 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -\frac{4.108 \times (5.1)^3 + 3.458 \times (2.96)^3}{8.5(5.1 + 2.96)} = -9.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appui C :**

$$\begin{cases} q_g^u = q_d^u = 4.81 \text{ KN/m} ; q_g^s = q_d^s = 3.458 \text{ KN/m} \\ l'_g = l'_d = 3.7 \times 0.8 = 2.96 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_C^u = -\frac{4.81(2(2.96)^3)}{8.5(2 \times 2.96)} = -4.96 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -\frac{3.458(2(2.96)^3)}{8.5(2 \times 2.96)} = -3.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

**Travée AB :**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_l} ; M_t(x) = \frac{q x_0}{2} (l - x_0) + M_A \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_B \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$x_0 = \frac{5.1}{2} - \frac{13.02}{7.465 \times 5.1} \Rightarrow x_0 = 2.21 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,u}^{AB} = \frac{7.465 \times 2.21}{2} (5.1 - 2.21) - 13.02 \left(\frac{2.21}{5.1}\right) = 18.2 \text{ KN.m} \\ M_{t,s}^{AB} = \frac{5.35 \times 2.21}{2} (5.1 - 2.21) - 9.26 \left(\frac{2.21}{5.1}\right) = 13.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée BC :**

$$x_0 = \frac{3.7}{2} - \frac{(-13.02 + 4.96)}{6.49 \times 3.7} \Rightarrow x_0 = 2.19 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,u}^{BC} = \frac{6.49 \times 2.19}{2} (3.7 - 2.21) - 13.02 \left(1 - \frac{2.19}{3.7}\right) - 4.96 \left(\frac{2.19}{3.7}\right) = 2.48 \text{ KN.m} \\ M_{t,s}^{BC} = \frac{4.7 \times 2.19}{2} (3.7 - 2.21) - 9.26 \left(1 - \frac{2.19}{3.7}\right) - 3.56 \left(\frac{2.19}{3.7}\right) = 1.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

➤ **Travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \frac{7.465 \times 5.1}{2} - \frac{13.02}{5.1} = 16.48 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{7.465 \times 5.1}{2} - \frac{13.02}{5.1} = -21.59 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{6.49 \times 3.7}{2} - \frac{(-13.02 + 4.96)}{3.7} = 14.18 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.49 \times 3.7}{2} - \frac{(-13.02 + 4.96)}{3.7} = -9.83 \text{ KN} \end{cases}$$

On remarque dans le calcul manuelle, le chargement est sur estimé.

Donc nous avons utilisé le logiciel **SAP2000 V14** pour calculer les sollicitations dans les poutrelles avec chargement irrégulier.

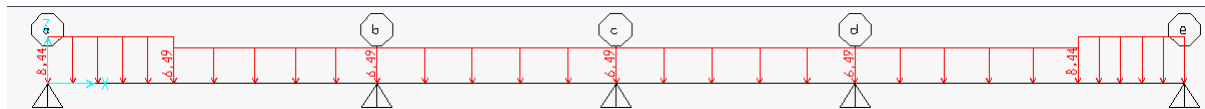


Figure III. 9. Poutrelle type 4 avec chargement irrégulier.

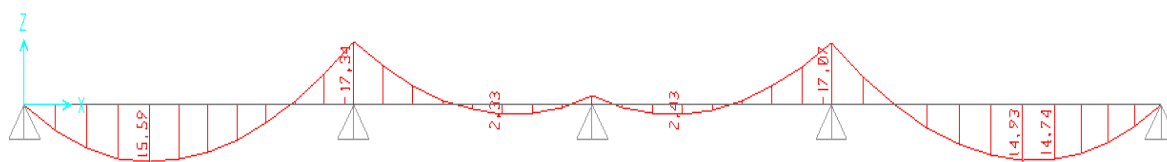


Figure III. 10. Courbe enveloppe des moments de la poutrelle type 4.

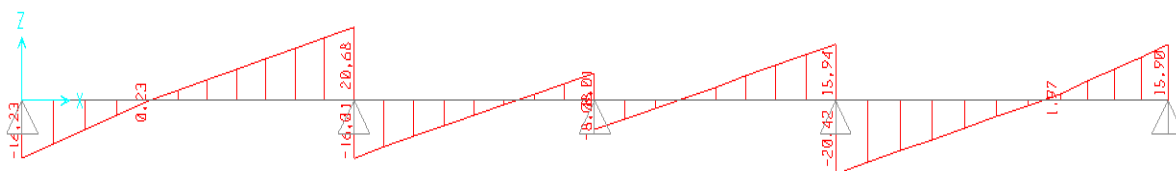


Figure III. 11. Courbe enveloppe des efforts tranchant de la poutrelle type 4.

Tableau III- 6. Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles avec un chargement irrégulier.

Etage	Type	V (KN)	Les efforts					
			ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
			$M_t$	$M_a^{int}$	$M_a^{rive}$	$M_t$	$M_a^{int}$	$M_a^{rive}$
RDC	T <sub>1</sub>	20.68	15.12	/	-2.27	10.97	/	-1.65
	T <sub>4</sub>	20.68	15.59	-17.34	-2.34	11.18	-12.49	-1.68
Etage 1-8	T <sub>3</sub>	20.4	15.72	-16.3	-2.36	11.28	-11.75	-1.692
Etage 9-10	T <sub>4</sub>	20.67	15.61	-17.29	-2.34	11.20	-12.46	-1.68

**Tableau III- 7.** Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	
RDC	32.2	-19.044	-4.83	22.68	-13.271	-3.402	28.987
1-8	21.1	-16.3	-3.17	15.28	-11.75	-2.292	20.4
9-10	21.94	-17.29	-3.29	15.88	-12.46	-2.38	20.67
Terrasse inaccessible	22.28	-12	-3.35	16.27	-8.72	-2.441	19.83

**III.2.1.1.4 Calcul du ferrailage :**

**III.2.1.1.4.1 Ferrailage longitudinal :**

$F_c = 400 \text{ MPa}$                        $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 $h = 24 \text{ cm}$                                $f_t = 2.1 \text{ MPa}$   
 $h_0 = 4 \text{ cm}$                                $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$   
 $b = 65 \text{ cm}$   
 $b_0 = 10 \text{ cm}$

Les sollicitations de RDC :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 32.2 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -19.044 \text{ KN.m} \\ M_a^{riv} = -4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

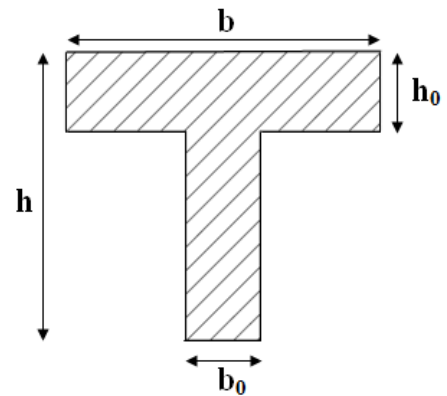
$V = 25.25 \text{ Kn}$

**III.2.1.1.4.1.1 Le ferrailage en travée**

$D = 0.9 h = 0.216 \text{ m}$

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.04 \times 0.65 \times \left( 0.216 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 72.36 \text{ KN.m}$



**Figure III. 12.** Coupe transversale d'une poutrelle.



$M_{Tu} \geq M_{Tmax} \Rightarrow$  la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0322}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.0748 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow A' = 0$

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

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.668 \\ \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0748)})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4(0.097)) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{0.0322}{348 \times 0.21} = 4.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.41 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_l^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 1.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{min} = 1.7 \text{ cm}^2 < A_t = 4.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_t = 3 \text{ HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$

#### III.2.1.1.4.1.2 Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc le calcul sera pour une section rectangulaire  $b_0 \times h$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.044 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.287 > 0.186$$

➤ **Donc on est dans le pivot B :**

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.287)}) = 0.434$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4(0.434)) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{19.044 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 3.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_a^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 2.61 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_a = 3.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

**III.2.1.1.4.1.3 Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.073 < 0.186$$

➤ **Donc on est dans le pivot A :**

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A'=0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.073)}) = 0.095$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4(0.095)) = 0.208 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{348 \times 0.208} = 6.67 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.667 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 2.61 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_a = 0.667 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

**Tableau III- 8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.**

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	pivot	$A_{choisi}$
RDC	travée	32.2	0.0748	0.097	0.21	4.41	1.7	A	3HA14 =4.62
	Appui inter	-19.044	0.2875	0.435	0.18	3.06	0.26	B	2HA14 =3.08
	Appui de rive	4.83	0.073	0.095	0.21	0.67	0.26	A	1HA14 =1.54
Etage 1-8	travée	21.1	0.049	0.063	0.21	2.89	1.7	A	2HA12+1HA10 =3.05
	Appui inter	16.3	0.246	0.356	0.18	2.6	0.26	B	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui de rive	3.17	0.0478	0.061	0.21	0.43	0.26	A	1HA12 =1.13
Etage 9-10	travée	21.94	0.0509	0.065	0.21	3	1.7	A	2HA12+1HA10 =3.05
	Appui	17.29	0.261	0.386	0.18	2.76	0.26	B	2HA14

	inter								=3.08
	Appui de rive	3.29	0.0497	0.064	0.21	0.45	0.26	A	1HA14 =1.54
Terrace inaccessible	travée	22.28	0.0517	0.066	0.21	3.05	1.7	A	3HA12 =3.39
	Appui inter	12	0.1811	0.252	0.19	1.81	0.26	A	2HA12 =2.26
	Appui de rive	3.35	0.0506	0.065	0.21	0.46	0.26	A	1HA12 =1.13

**Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :**

$$v^{max} = 28.987 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{28.987 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} = 1.342 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.169 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

**III.2.1.1.4.2 Ferrailage transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \varphi_l^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

**III.2.1.1.4.2.1 L'espace :**

Pour les armatures transversales, on opte pour des ronds lisses pour faciliter la mise en œuvre sur chantier, qui a une nuance d'acier  $f_e = 235 \text{ MPa}$ .

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$a = 90^\circ (\text{Armatures droites}).$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235 \times 10^{-4}}{0.1(1.169 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 19.88 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 235}{0.4 \times 0.1} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour  $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

**III.2.1.1.4.2.2 Appui de rive :**

$$\text{On a: } M_{a,u}^{rive} = 0$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{28.987 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 8.334 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.8334 \text{cm}^2$$

$$A_l = 1.54 + 4.62 = 6.16 \text{cm}^2 > 0.8334 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### III.2.1.1.4.2.3 Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left( 28.987 - \frac{19.044}{0.9 \times 0.216} \right) \times 10^{-3} = -1.98 \times 10^{-4} \text{m}^2 = -1.98 \text{cm}^2$$

$V_u$  est négligeable devant  $M_u$ .

### Vérification de la bielle :

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d = 0.1944$$

$$v_u = 0.267 \times 0.1 \times 0.1944 \times 25$$

$$v_u = 28.987 \leq 0.130 \text{MN} = 130 \text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{28.987 \left( \frac{0.65 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.216 \times 0.65 \times 0.04} = 1.539 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### III.2.1.1.5 Vérification à l'ELS :

➤ Les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.

#### III.2.1.1.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures :

##### III.2.1.1.5.1.1 En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{En travée on a : } M_t^{max} = 22.68 \text{KN.m}$$

➤ position de l'axe neutre H :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} (0.216 - 0.04) = -7 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$  l'axe dans la nervure  $\Rightarrow$  section en T.

➤ Calcul de y :

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

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 4.62 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1)0.04]y - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times 0.216 - (0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.02893y - 1.93688 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (0.02893)^2 - 4 \times 0.05 \times -1.93688 \times 10^{-3} = 1.2243209 \times 10^{-3}$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.03499 \Rightarrow y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-0.02893 + 0.03499}{2(0.05)} = 6.06 \text{ cm} ; y_2 = -63.92 \text{ cm}$$

$$y = 6.06 \text{ cm} > h_0$$

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

$$I = \frac{0.65}{3}(6.06 \times 10^{-2})^3 - (0.65 - 0.1)\frac{(6.06 \times 10^{-2} - 0.04)^3}{3} + 15 \times 4.62 \times 10^{-4}(0.216 - 6.06 \times 10^{-2})^2$$

$$I = 2.1397 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.68 \times 10^{-3}}{2.1397 \times 10^{-4}} 6.06 \times 10^{-2} = 6.423 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.1.1.5.1.2 En appui intermédiaire :**

$$M_{ser}^{max} = -13.271 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de I et y :**

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ )

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 0.05y^2 + 4.62 \times 10^{-3}y - 9.9792 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.1024 \text{ m}$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 9.54123 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.271 \times 10^{-3}}{9.54123 \times 10^{-5}} 0.1024 = 14.243 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Tableau III- 9. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.**

Niveau	Endroit	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
RDC	travée	22.68	4.62	6.06	21396.91	6.42 < 15	Vérifiée
	appui	13.271	3.08	10.24	9541.23	14.25 < 15	Vérifiée
Etage 1-8	travée	15.28	3.05	4.92	15294.8	4.81 < 15	Vérifiée
	appui	11.75	2.67	9.74	8713.4	13.14 < 15	Vérifiée
Etage 9-10	travée	15.88	3.05	4.92	15294.8	5.11 < 15	Vérifiée

	appui	12.46	3.08	10.24	9541.23	13.38 < 15	Vérifiée
Etage inaccessible	travée	16.27	3.39	5.18	16691.36	5.05 < 15	Vérifiée
	appui	8.72	2.26	9.18	7808.03	10.25 < 15	Vérifiée

**III.2.1.1.5.2 Etat limite de déformation (déformations des poutres)**

L'article (BAEL B.6.5, 1) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} h \geq \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] l \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Avec:

- h = hauteur totale du plancher fini (m) ;
- L= portée de la poutre considérée (m) ;
- M<sub>t</sub>= moment maximum en travée (≤ M<sub>0</sub> en cas de continuité) ;
- M<sub>0</sub> = moment isostatique de la travée ;
- A<sub>s</sub> = acier longitudinal (cm<sup>2</sup>) ;
- b<sub>0</sub> = largeur de la nervure (m) ;
- d= largeur utile du plancher fini (m) ;
- f<sub>e</sub> = limite élastique des aciers en MPa.

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches est indispensable.

Dans notre cas on a :

M<sub>t</sub> = M<sub>0</sub> = 32.2 KN.m ; L = 5.1 m ; h = 0.24 m.

$$h = 0.24 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{5.1}{10} = 0.51 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La condition ① n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

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

$$f_{adm} = 0.5 + \left( \frac{l}{1000} \right) = 0.5 + \left( \frac{510}{1000} \right) = 1.01 \text{ cm}$$

f<sub>gv</sub> et f<sub>gi</sub> : 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).

### III.2.1.1.5.2.1 Evaluation des moments en travée :

$G_g$  = poids total;

$G_j$  = poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 5.73 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 5.73 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.27) = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 3.725 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G_j = 2.795 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.73+5) = 6.975 \text{ KN/m}$$

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.795 \times 5.1^2}{8} = 9.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.725 \times 5.1^2}{8} = 12.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{6.975 \times 5.1^2}{8} = 22.68 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Propriété de la section

On a :  $Y=6.06 \text{ cm}$ ,  $I=21396,91 \text{ cm}^4$

### III.2.1.1.5.2.2 Calcul de centre de gravité ( $y_G$ ) et le moment d'inertie ( $I_0$ ) de la section homogène

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10(24)^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{(4)^2}{2} + 15(4.62 \times 21.6)}{(10 \times 24) + (65 - 10) \times 4 + 15(4.62)} \Rightarrow y_G = 9.1 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d)']$$

$$I_0 = \frac{65 (9.1)^3}{3} + 10 \frac{(24 - 9.1)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(9.1 - 4)^3}{3} + 15[4.62 \times (21.6 - 9.1)^2]$$

$$I_0 = 35750.06 \text{ cm}^4$$

**III.2.1.1.5.2.3 Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.09 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0606)}{21396.91 \times 10^{-8}} = 99.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{12.11 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0606)}{21396.91 \times 10^{-8}} = 131.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{22.68 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0606)}{21396.91 \times 10^{-8}} = 247 \text{ MPa}$$

**III.2.1.1.5.2.4 Inertie fictive ( $I_f$ )**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{10 \times 21.6} = 0.0214$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) 0.0214} = 1.99 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 1.99 = 0.79 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0214 \times 99.03 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.65$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0214 \times 131.93 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.72$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0214 \times 247 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.84$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35750.06}{1 + 1.99 \times 0.65} \Rightarrow I_{fji} = 17146.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35750.06}{1 + 1.99 \times 0.72} \Rightarrow I_{fgi} = 16164.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 35750.06}{1 + 1.99 \times 0.84} \Rightarrow I_{fpi} = 14719.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35750.06}{1 + 0.79 \times 0.72} \Rightarrow I_{fgv} = 25066.97 \text{ cm}^4$$

**III.2.1.1.5.2.5 Calcul des flèches :**

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

$$= 10818.86 \text{ MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86$$

$$= 32456.58 \text{ MPa} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{9.09 \times 10^{-3} \times (5.1)^2}{10 \times 32456.58 \times 17146.31 \times 10^{-8}} = 0.0042 \text{ m}$$



$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{12.11 \times 10^{-3} \times (5.1)^2}{10 \times 32456.58 \times 16164.53 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{22.68 \times 10^{-3} \times (5.1)^2}{10 \times 32456.58 \times 14719.67 \times 10^{-8}} = 0.0123 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{12.11 \times 10^{-3} \times (5.1)^2}{10 \times 10818.86 \times 25066.97 \times 10^{-8}} = 0.0116 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{ft} &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ &= 0.0116 - 0.0042 + 0.0123 - 0.006 \\ &= 0.0137 \text{ m} = 1.37 \text{ cm} \end{aligned}$$

$\Delta_{ft} = 1.37 \text{ cm} > f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III- 10.** Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.

Niveau	RDC	1 à 8	9-10	Terrasse
L(m)	5.1	5.1	5.2	5.1
q <sub>jser</sub> (KN/m)	2.795	2.795	2.795	3.575
q <sub>gser</sub> (KN/m)	3.725	3.725	3.725	4.355
q <sub>pser</sub> (KN/m)	6.975	4.7	4.7	5.005
M <sub>jser</sub> (KN.m)	9.09	9.09	9.45	11.62
M <sub>gser</sub> (KN.m)	12.11	12.11	12.59	14.16
M <sub>pser</sub> (KN.m)	22.67	15.28	15.88	16.27
I (cm <sup>4</sup> )	21396.91	15294.8	15294.8	16691.36
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	35750.06	31899.32	31899.32	32763.35
ρ	0.0214	0.0141	0.0141	0.0157
λ <sub>i</sub>	1.99	3.03	3.03	2.72
λ <sub>v</sub>	0.796	1.212	1.212	1.088
σ <sub>st</sub> <sup>j</sup> (MPa)	99.03	148.7	154.59	171.47

$\sigma_{st}^g$ (MPa)	131.93	198.1	205.95	208.95
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	247	249.96	259.77	240.08
$\mu_j$	0.65	0.65	0.66	0.71
$\mu_g$	0.72	0.72	0.73	0.76
$\mu_p$	0.84	0.77	0.78	0.79
$I_{f_{ji}}$ (cm <sup>4</sup> )	17146.31	11816.55	11697.2	12295.2
$I_{f_{gi}}$ (cm <sup>4</sup> )	16164.53	11028.81	10924.76	11750.03
$I_{f_{pi}}$ (cm <sup>4</sup> )	14719.67	10527.51	10432.67	11445.53
$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )	24998.13	18737.85	18617.36	19727.45
$f_{ji}$ (cm)	0.42	0.62	0.67	0.76
$f_{gi}$ (cm)	0.6	0.88	0.96	0.97
$f_{pi}$ (cm)	1.23	1.16	1.27	1.14
$f_{gv}$ (cm)	1.16	1.55	1.69	1.73
$\Delta_{ft}$ (cm)	1.37	1.21	1.33	1.14
$f_{adm}$ (cm)	1.01	1.01	1.02	1.01
Obs	Non Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

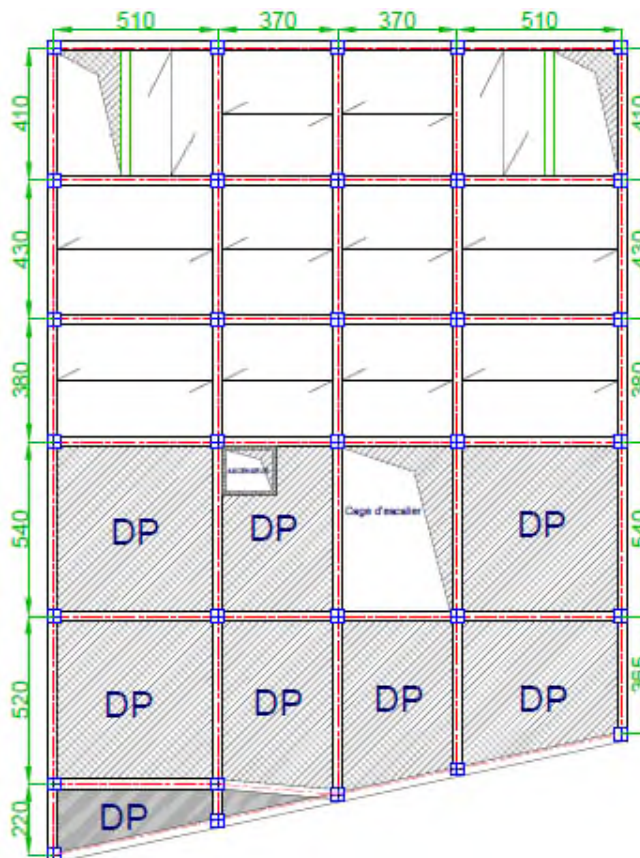
On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour tous les niveaux, on propose d'augmenter la section d'acier.

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\Delta_{ft}$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)	Obs
Etage 1-8	2HA14+HA12= 4.21	19885.15	5.78	0.99	1.01	Vérifiée
Etage 9-10	3HA14= 4.62	21396.91	6.06	1.015	1.02	Vérifiée
Terrasse inaccessible	2HA14+HA12= 4.21	19885.15	5.78	0.99	1.01	Vérifiée

Concernant, le RDC la solution d'augmentation des armatures n'est pas efficace, alors on opte à remplacer le plancher creux par la dalle pleine au niveau des locaux commerciaux seulement.

Ce schéma récapitule la nouvelle solution :



**Figure III. 13.** Le plan du RDC après modification.

Cette solution engendre des nouveaux changements au niveau de :

- ✓ La descente de charge.
- ✓ La poutrelle la plus sollicitée.
- ✓ Calcul d'un panneau de dalle pleine au niveau de RDC.

➤ **Vérifications du poteau :**

Après avoir effectué la descente de charge nécessaire, on a eu le résultat suivant :

$$\begin{cases} G = 2064.923 \text{ KN} \\ Q = 375.387 \text{ KN} \end{cases}$$

Soit :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = 3350.73 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 3350.73 = 3685.799 \text{ KN}$$

➤ **Vérification à la compression simple :**

On a:  $N_u^* = 3.686 \text{ MN}, \overline{\sigma_{bc}} = 14.2 \text{ MPa}$

Avec :

$$B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma_{bc}}} \Rightarrow B \geq \frac{3.686}{14.2} = 0.259 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\text{Soit : } B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_c} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{3.686}{0.81 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r = 0.207 \text{ m}^2$$

$$B_r^{\text{choisis}} = (0.5 - 0.02)(0.55 - 0.02) \Rightarrow B_r^{\text{choisis}} = 0.2544 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r^{\text{choisis}} = 0.2544 \text{ m}^2 > B_r = 0.207 \text{ m}^2$$

Donc le choix des sections de poteaux précédent au niveau de RDC et des deux sous sols est valable (50 × 55) cm<sup>2</sup>.

On doit recalculer la poutrelle la plus sollicitée au niveau de RDC.

De même, la poutrelle a été calculée de la même manière à l'ELU et à l'ELS. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III- 11.** Calcul des sollicitations.

Etage	Type	ELU				ELS		
		$M_t$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)
RDC	(4)	15.59	-17.34	-2.34	20.68	11.18	-12.49	-1.68

**Tableau III- 12.** Calcul du ferrailage à l'ELU.

Etage	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Pivot	$A_{choisis}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	15.59	0.0362	0.046	0.21	2.13	1.7	A	3HA10 = 2.36
	Appui intermédiaire	-17.34	0.2617	0.387	0.18	2.77	0.26	B	2HA14 = 3.08

	Appui de rive	-2.34	0.0353	0.045	0.21	0.32	0.26	A	HA14 = 1.54
--	---------------	-------	--------	-------	------	------	------	---	-------------

**Vérification à l'ELS:**➤ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :****Tableau III- 13.** Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

Niveau	Endroit	M (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Observation
RDC	Travée	11.18	2.36	12316.37	4.35	3.95 < 15	Vérifiée
	Appui	-12.49	3.08	9541.23	10.24	13.41 < 15	Vérifiée

**Vérification à l'état limite de déformation :****Tableau III- 14.** Vérification de la flèche.

Niveau	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\Delta_f \leq f_{adm}$	Observation
RDC	3HA10=2.36	12316.37	4.35	1.05 > 1.01	Non vérifiée

On constate que la flèche n'est pas vérifiée pour cela on doit augmenter la section d'acier.

**Tableau III- 15.** Re-vérification de la flèche.

Niveau	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\Delta_f \leq f_{adm}$	Observation
RDC	2HA12+HA10=3.05	15294.8	4.92	0.88 > 1.01	vérifiée

III.2.1.1.6 Schéma des ferrillages

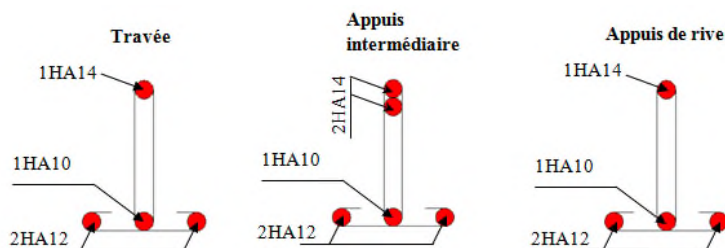


Figure III. 14. Ferrailage du RDC.

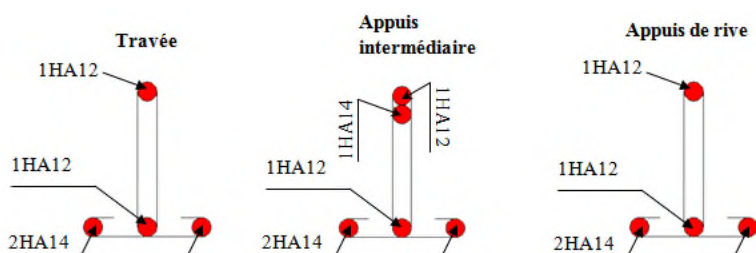


Figure III. 15. Ferrailage de l'étage 1 à 8.

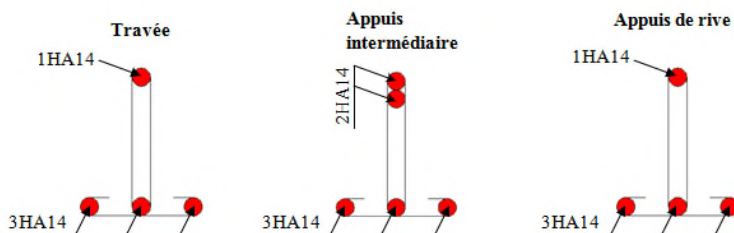


Figure III. 16. Ferrailage de l'étage 9-10.

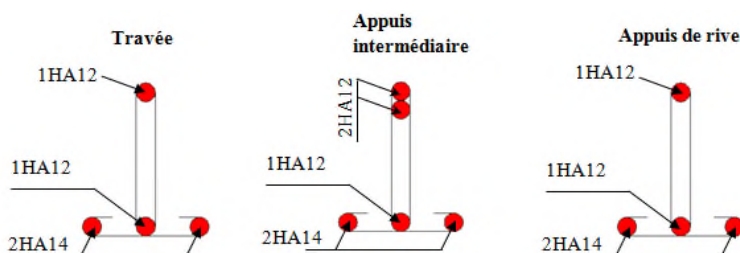


Figure III. 17. Ferrailage de la terrasse inaccessible.

III.2.1.1.7 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrige de barre (généralement un treillis soudée (T.S)) dans le rôle est d'éviter la fissuration de la dalle.

La section de ces aciers est donnée par le CBA ( B.6.8.4.2.3), en fonction de l'entraxe des nervures.

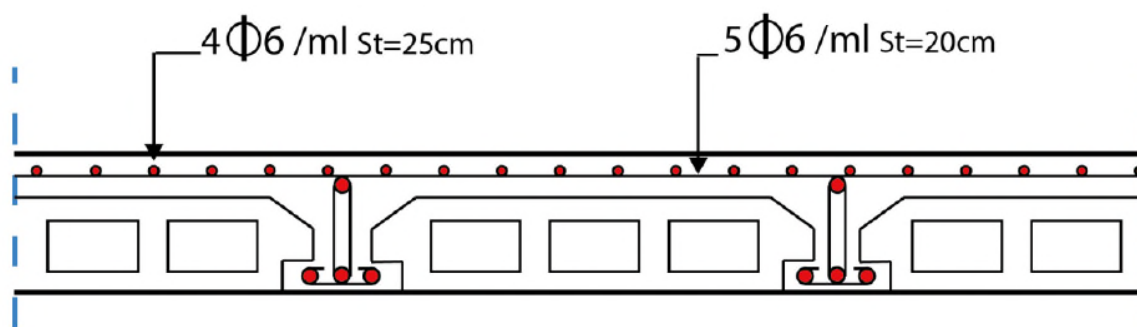
**Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$



**Figure III. 18.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2.2 Plancher à dalle pleine**

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sans avec continuité sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quant le plancher creux ne peux pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

Dans le cas de notre projet, les dalles des sous sols, RDC et la dalle de l'ascenseur, sont réalisé en dalle pleine d'épaisseur 15 cm et les dalles des balcons avec 12 cm d'épaisseur.

On a donc :

- ✓ Dalle sur 4 appuis  $\begin{cases} - \text{type 1: dalle de sous sol.} \\ - \text{type 2: dalle d'ascenseur.} \\ - \text{type 3: dalle de RDC.} \end{cases}$
- ✓ Dalle sur 3 appuis  $\rightarrow l_x \leq \frac{l_y}{2}$ .
- ✓ Dalle sur 2 appuis perpendiculaires  $\begin{cases} - \text{type 1} \rightarrow \rho < 0.4 \\ - \text{type 2} \rightarrow \rho \geq 0.4 \end{cases}$

**III.2.2.1 Etude des dalles sur 4 appuis :****III.2.2.1.1 Type 1 : dalle de sous sol**

Dans notre cas, les deux sous sols sont identiques donc on fait l'étude pour une seule dalle seulement.

**III.2.2.1.1.1 Calcul des sollicitations à l'ELU :****Evaluation des charges :**

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 12.093 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul des moments isostatiques :**

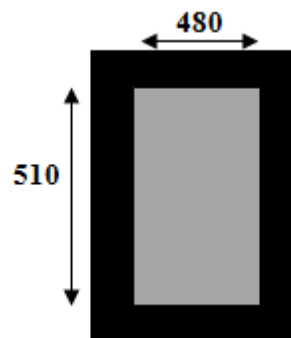
On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \text{ et } (l_x \leq l_y)$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Pour le panneau de dalle:

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0419 \times 12.093 \times (4.8)^2 = 11.67 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8661 \times 11.67 = 10.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure III. 19.** Panneau du sous-sol.

**III.2.2.1.1.1.1 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

Comme la dalle est partiellement encastree dans ces appuis les moments isostatiques  $M_0$  calculé doivent être corrigés comme suit selon le **BAEL** :

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

**III.2.2.1.1.1.2 Selon le sens  $l_x$  :**

On a :  $M_0^x = 11.67 \text{ KN.m}$

✓ En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 11.67 = 9.92 \text{ KN.m}$$

✓ En appui intermédiaire :

$$M_{a,int}^x = -0.5 \times 11.67 = -5.835 \text{ KN.m}$$

✓ En appui de rive :

$$M_{a,riv}^x = -0.3 \times 11.67 = -3.501 \text{ KN.m}$$



**III.2.2.1.1.1.3 Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a :  $b = 100$  cm ;  $h = 15$  cm ;  $c = 3$  cm ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_e = 400$  MPa ;  $d = 12$  cm.

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0485$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.062) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 2.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage au niveau des appuis selon le sens  $l_x$ , et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III- 16. Ferrailage au niveau des appuis.**

Appui	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_x^a$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Intermédiaire	5.835	0.0285	0.036	0.12	1.4
De rive	3.501	0.0171	0.022	0.12	0.84

**III.2.2.1.1.1.4 Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e$$

$\rho_0$ : coefficient dépend de type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.94) \times 100 \times 15 = 1.236 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a :  $A_x^t = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.236 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc on adopte :  $A_x^t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Tableau III- 17.** Tableau des vérifications des conditions de non fragilité.

Appuis	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation A <sub>calculée</sub> ≥ A <sub>min</sub>	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Intermédiaire	1.4	1.236	<i>vérifiée</i>	4HA8=2.01
rive	0.84	1.236	<i>Non vérifiée</i>	4HA8=2.01

**Vérification de l’effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12.093 \times 4.8}{2} \times \frac{(5.1)^4}{(5.1)^4 + (4.8)^4} \Rightarrow V_x = 16.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.1355 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n’a pas besoin d’utiliser des armatures transversales.

**III.2.2.1.1.1.5 Selon le sens l<sub>y</sub> :**

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

On a : M<sub>0</sub><sup>y</sup> = 10.11 KN.m

**Tableau III- 18.** Tableau de ferrailage sens y-y.

Endroit	M (KN.m)	α	μ <sub>bu</sub>	Z (m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation A <sub>calculée</sub> ≥ A <sub>min</sub>	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	s <sub>t</sub> (cm)
Travée	7.58	0.047	0.0371	0.12	1.82	1.2	<i>vérifiée</i>	5HA8 = 2.51	20
Appuis intermédiaire	-5.055	0.031	0.0247	0.12	1.21	1.2	<i>vérifiée</i>	4HA8 = 2.01	25

Appuis de rive	-3.033	0.019	0.0148	0.12	0.73	1.2	<i>non vérifiée</i>	4HA8 = 2.01	25
----------------	--------	-------	--------	------	------	-----	---------------------	----------------	----

**Vérification de l'effort tranchant :**

On a :

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12.093 \times 5.1}{2} \times \frac{(4.8)^4}{(5.1)^4 + (4.8)^4} \Rightarrow V_y = 13.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.113 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Espacement des armatures :**

Fissuration nuisible  $\rightarrow s_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

**III.2.2.1.1.1.6 Vérification à l'ELS :****Calcul des charges :**

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 8.68 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0491 \times 8.68 \times (4.8)^2 = 9.82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.9087 \times 9.82 = 8.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 9.82 = 8.35 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 8.92 = 6.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Sens x-x**

La vérification de la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$A_x = 2.51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 451.3 = 0 \Rightarrow y = 2.653 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} 2.653^3 + 15 \times 2.51 \times (12 - 2.653)^2 = 3911.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.663 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 299.28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 299.28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 2.876 \times 10^{-3}$$

On prend :  $\alpha_0 = 0.5$  pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 2.876 \times 10^{-3} \frac{1-0.5}{3-0.5}} \Rightarrow \alpha_2 = 0.268 \Rightarrow \alpha_3 = 0.263 \Rightarrow \alpha_4 = 0.264$$

$$\Rightarrow \alpha_5 = 0.264$$

Donc on a :  $\alpha = 0.263$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.35 \times 10^{-3}}{0.12(1-\frac{0.264}{3})201.63} = 3.78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.78 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm.

**Tableau III- 19.** Tableau des vérifications à l'ELS.

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	Obs.
sens x-x	Travée	8.35	2.653	3911.78	5.663 ≤ 15	Vérifiée	299.28 > 201.63	N Vérifiée
	Appui inter	-4.91	2.4	3239.42	3.645 ≤ 15	Vérifiée	218.15 > 201.63	N Vérifiée
	Appui rive	-2.95	2.4	3239.42	2.19 ≤ 15	Vérifiée	131.07 < 201.63	Vérifiée
Sens y-y	Travée	6.69	2.65	3911.78	4.537 ≤ 15	Vérifiée	239.78 > 201.63	N Vérifiée
	Appui inter	-4.46	2.4	3239.42	3.311 ≤ 15	Vérifiée	198.15 < 201.63	Vérifiée

	Appui rive	-2.68	2.4	3239.42	$1.99 \leq 15$	Vérifiée	$119.07 < 201.63$	Vérifiée
--	------------	-------	-----	---------	----------------	----------	-------------------	----------

On remarque que la majorité des vérifications ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

**Tableau III- 20.** Calcul des sections d'acier à l'ELS.

Endroit		$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$s_t$ (cm)
Sens x-x	Appui inter	-4.91	$1.69 \times 10^{-3}$	0.208	2.18	5HA8=2.51	20
Sens y-y	En travée	6.69	$2.3 \times 10^{-3}$	0.239	3	6HA8=3.02	15

**Vérification des espacements**

$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$

**III.2.2.1.1.1.7 Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4.8} = 0.03125 < 0.042 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0032 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche.

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul :

**Tableau III- 21.** Vérification des flèches.

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
x-x	4.54	1	4.3	1.82	$6.01 < 9.6$	<i>vérifiée</i>
y-y	3.59	0.92	3.19	1.19	$4.66 < 10.1$	<i>vérifiée</i>

## III.2.2.1.2 Type 2 : dalle de l'ascenseur

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau III- 22.** Sollicitations maximales dans la dalle.

ELU					ELS		
$M_x^t(KN.m)$	$M_y^t(KN.m)$	$M_x^a(KN.m)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$M_x^t(KN.m)$	$M_y^t(KN.m)$	$M_x^a(KN.m)$
9.93	3.87	-6.62	17.95	30.3	7.56	4.13	-5.04

**Tableau III- 23.** Calcul de ferrailage à l'ELU.

Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix	$s_t$ (cm)
x-x	9.93	0.0487	0.062	11.7	2.44	1.4	5HA8 =2.51	20
y-y	3.87	0.019	0.024	11.88	0.94	1.2	4HA8 =2.01	25
Appui	-6.62	0.0325	0.041	11.8	1.61	1.4	4HA8 =2.01	20

**Tableau III- 24.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
x-x	7.56	2.65	3911.8	5.13<15	vérifiée	270.98>201.63	N Vérifiée
y-y	4.13	2.4	3239.4	3.066<15	vérifiée	183.49<201.63	vérifiée
Appui	-5.04	2.41	3239.4	3.74<15	vérifiée	223.93>201.63	N Vérifiée

Puisque les vérifications à l'ELS ne sont pas vérifiées donc on doit recalculer le ferrailage à l'ELS.

**Tableau III- 25.** Calcul des sections d'aciers à l'ELS.

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	7.56	0.0026	0.253	3.41	5HA10=3.93	20
Appui	-5.04	0.0017	0.21	2.24	5HA8=2.51	20

$s_t \leq \min (2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée}$

**III.2.2.1.2.1 Vérification à la flèche**

✓ Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.4} = 0.0441 \geq \max \left( \frac{7.56}{20 \times 10.08} = 0.0375, \frac{3}{80} = 0.0375 \right) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 3.275 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Sens y-y :

0.0294 < 0.037..... **Non vérifiée**

Dans notre cas ce n'est pas la peine de vérifiée la flèche selon le sens x-x, contrairement au sens y-y on doit vérifier la flèche.

**Tableau III- 26.** Vérification de la flèche.

sens	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	$\Delta f_i \leq f_{adm}$ (cm)	Observation
y-y	1.74	0.45	1.05	0.58	1.76 < 10.1	<b>vérifiée</b>

**III.2.2.1.3 Type3 : dalle du RDC**

**Tableau III- 27.** Sollicitations maximales dans la dalle.

ELU					ELS		
M <sub>x</sub> <sup>t</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>t</sup> (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>t</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>t</sup> (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (KN.m)
13	9.93	-7.65	2.53	2.75	10.75	8.62	-6.32

**Tableau III- 28.** Calcul de ferrailage à l'ELU.

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix	$S_t$ (cm)
x-x	13	0.064	0.082	0.12	3.22	1.24	5HA10 =3.93	20
y-y	9.93	0.0487	0.062	0.12	2.44	1.2	5HA8 =2.51	20
Appui	-7.65	0.037	0.048	0.12	1.87	1.24	4HA8 =2.01	2.01

**Tableau III- 29.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
x-x	10.75	3.22	5657.2	6.11<15	<i>vérifiée</i>	250.33>201.63	<b>N Vérifiée</b>
y-y	9.93	2.75	3911.8	5.85<15	<i>vérifiée</i>	308.94>201.63	<b>N Vérifiée</b>
Appui	6.32	2.38	3239.42	5.679<15	<i>vérifiée</i>	339.88>201.63	<b>N Vérifiée</b>

**Tableau III- 30.** Calcul des sections d'aciers à l'ELS.

Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	$S_t$ (cm)
x-x	10.75	$3.7 \times 10^{-3}$	0.295	4.93	7HA10=5.5	15
y-y	9.93	$3.4 \times 10^{-3}$	0.285	4.53	6HA10=4.71	15



Appui	6.32	$2.18 \times 10^{-3}$	0.233	2.83	6HA8=3.02	15
-------	------	-----------------------	-------	------	-----------	----

**III.2.2.1.3.1 Vérification de la flèche**

✓ Sens x-x

$$\frac{0.15}{4.8} = 0.03125 \leq \frac{3}{80} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

✓ Sens y-y

$$\frac{0.15}{5.1} = 0.02941 \leq \frac{3}{80} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche dans les deux sens.

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
x-x	4.34	0.99	6.35	1.68	8 < 9.6	vérifiée
y-y	3.52	0.9	5.24	1.17	6.68 < 10.1	vérifiée

**III.2.2.2 Etude des dalles sur 3 appuis**

✓ Dalle de balcon

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types (type sur 3 appuis).

**III.2.2.2.1 Calcul des sollicitations à L'ELU**

✓ Evaluation des charges

On a:  $\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_u = 1.35 G + 1.5Q = 11.23 \text{ KN/m}^2$

**III.2.2.2.2 Calcul des moments isostatiques**

On a :

- $l_x < \frac{l_y}{2} \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} q l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$
- $l_x \geq \frac{l_y}{2} \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$

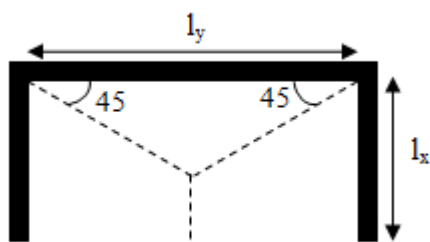


Figure III. 21.  $l_x \leq \frac{l_y}{2}$ .

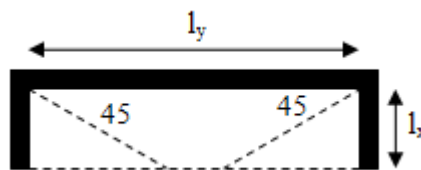


Figure III. 20.  $l_x > \frac{l_y}{2}$

$$l_x = 1.6 < \frac{l_y}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11.23 \times 1.6^2 \times 3.4}{2} - \frac{2}{3} \times 11.23 \times 1.6^3 = 18.21 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.23 \times 1.6^3}{6} = 7.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.2.2.2.3 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 18.21 = 15.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 7.67 = 6.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times 18.21 = -9.1 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times 7.67 = -3.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage**

Le ferraillage des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m on a :

$$b = 100 \text{ cm} , h = 12 \text{ cm} , c = 3 \text{ cm} , d = 9 \text{ cm} .$$

Les moments en appuis et en travées ainsi que le ferraillage correspondant sont résumés dans le tableau (III-31).

**Tableau III- 31. Ferraillage à l'ELU.**

Sens	Endroit	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix	$S_t$ (cm)
X-X	travée	15.48	0.1346	0.1814	0.083	5.36	5HA12 =5.65	20
	appui	-9.1	0.0793	0.1035	0.086	3.03	7HA8 =3.52	15
Y-Y	travée	6.52	0.0567	0.073	0.087	2.15	5HA8 =2.51	20

	appui	-3.83	0.0334	0.0425	0.088	1.25	5HA8 =2.51	20
--	-------	-------	--------	--------	-------	------	---------------	----

**Vérification de l'espace**

$$s_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = \min(24, 25) = 24 \text{ cm}$$

On a : d= 0.09 m, b= 1 m

**Tableau III- 32.** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V <sub>u</sub> (KN.m)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> ≤ τ <sub>adm</sub> (MPa)	Observation
x-x	8.56	0.095	0.095 < 1.17	<i>vérifiée</i>
y-y	0.89	0.0099	0.0099 < 1.17	<i>vérifiée</i>

**III.2.2.2.4 Vérification à l'ELS**

**Calcul des charges**

On a:  $\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_s = G + Q = 7.93 \text{ KN/m}^2$

**Calcul des moments isostatiques :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 12.86 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul des moments en travées et en appuis ainsi que la vérification des contraintes est illustrée dans ce tableau.

**Tableau III- 33.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs.
Sens x-x	Travée	10.931	3.15	3942.2	4.95 ≤ 15	<i>Vérifiée</i>	243.2 > 201.63	<i>N Vérifiée</i>
	Appui inter	-6.43	2.6	2748.6	6.08 ≤ 15	<i>Vérifiée</i>	224.54 > 201.63	<i>N Vérifiée</i>
Sens y-y	Travée	4.599	2.25	2095.1	4.95 ≤ 15	<i>Vérifiée</i>	222.25 > 201.63	<i>N Vérifiée</i>
	Appui inter	-2.705	2.258	2101.93	2.906 ≤ 15	<i>Vérifiée</i>	130.15 < 201.63	<i>Vérifiée</i>

On doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Le calcul des sections d'armatures en appuis et en travées correspondant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III- 34.** Calcul des sections d'acier à L'ELS.

Endroit		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	10.931	6.69 × 10 <sup>-3</sup>	0.378	6.89	9HA10=7.07	10
	Appui	-6.43	3.94 × 10 <sup>-3</sup>	0.303	3.94	8HA8=4.02	15
Sens y-y	Travée	4.599	2.82 × 10 <sup>-3</sup>	0.261	2.78	6HA8=3.02	15

**Vérification de la flèche**

Condition du BAEL

✓ Sens x-x

$7.85 \times 10^{-3} > 0.005$  .....**Non Vérifiée**

**Sens y-y**

$\frac{0.12}{3.4} = 0.035 \geq \max(0.0425, 0.0375) = 0.0425$  .....**Non Vérifiée**

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées :

**Tableau III- 35.** Vérification de la flèche.

Sens	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf <sub>i</sub> ≤ f <sub>adm</sub>	Observation
x-x	1.16	0.28	1.27	0.54	1.6 < 3.2	<i>vérifiée</i>
y-y	1.69	0.38	2.27	0.56	3.03 < 6.8	<i>vérifiée</i>

**III.2.2.3 Etude des dalles sur deux appuis perpendiculaire :**

**III.2.2.3.1.1 Type 1 : dalle sur deux appuis (balcon) avec ρ < 0.4.**

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.8}{3.75} = 0.21 \Rightarrow$

La dalle est considérée portante dans le sens l<sub>x</sub> (travaille comme une console).

Dans ce cas, les sollicitations se calcul comme suit :

$$\begin{cases} M = -\left(\frac{ql^2}{2} + p'l\right) \\ V = ql + p' \end{cases}$$

### III.2.2.3.1.1.1 Evaluation des charges :

Soit :

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 1 \text{ KN} \quad \left( \begin{array}{l} \text{la charge concentré due au poids} \\ \text{du garde corps} \end{array} \right) \end{cases}$$

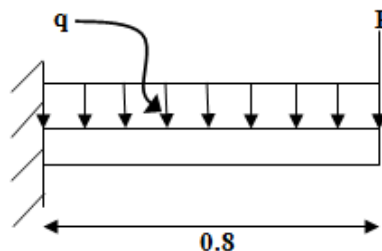


Figure III. 22. Schéma statique de la dalle sur 3 appuis.

### A'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p \Rightarrow p_u = 1.35 \text{ KN}$$

### III.2.2.3.1.1.2 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{11.23 \times (0.8)^2}{2} + 1.35 \times 0.8\right) = -4.67 \text{ KN.m} \\ V_u = 11.23 \times 0.8 + 1.35 = 10.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### A'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p \Rightarrow p_s = 1 \text{ KN}$$

### III.2.2.3.1.1.3 Calcul de moment :

$$M_s = -\left(\frac{7.93 \times (0.8)^2}{2} + 1 \times 0.8\right) = -3.34 \text{ KN.m}$$

### Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

$$\mu_{bu} = \frac{4.67 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times (0.09)^2} = 0.0406$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0406}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$z = 0.09(1 - 0.4(0.052)) \Rightarrow z = 0.09 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{4.67 \times 10^{-4}}{348 \times 0.09} \Rightarrow A_s = 1.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a : } \rho < 0.4 \Rightarrow A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 9.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### L'espacement :

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**III.2.2.3.1.1.4 Les armatures de répartition :**

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{2.51}{3} = 0.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_y = 5HA5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.2.2.3.1.1.5 Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{10.334 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.115 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas d'armatures transversales.

**III.2.2.3.1.1.6 Vérification des contraintes :**

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50 y^2 + 37.65 y - 338.85 = 0 \Rightarrow Y = 2.254 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}(1.9)^3 + 15 \times 1.7(0.09 - 1.9)^2 \Rightarrow I = 2095.11 \text{ cm}^4$$

**III.2.2.3.1.1.7 La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.34 \times 10^{-3} \times 0.02254}{2095.11 \times 10^{-8}} = 3.593 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.2.3.1.1.8 La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d - Y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 3.34 \times 10^{-3}(0.09 - 0.02254)}{2095.11 \times 10^{-8}} = 161.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 234.93 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.2.3.1.1.9 Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{0.8} = 0.15 > 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.01 \times 10^{-4}}{0.09 \times 1} = 2.78 \times 10^{-3} < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de flèche sont vérifiées.

**III.2.2.3.1.2 Type 2 : dalle sur deux appuis (balcon) avec  $\rho > 0.4$**

Dans ce cas, le calcul se fait à la flexion simple dans les deux sens pour une bande d'un mètre linéaire. De la même manière à l'ELU et à l'ELS, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III- 36. Sollicitations maximales dans la dalle.**

ELU					ELS		
$M_x^t(\text{KN.m})$	$M_y^t(\text{KN.m})$	$M_x^a(\text{KN.m})$	$V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$	$M_x^t(\text{KN.m})$	$M_y^t(\text{KN.m})$	$M_x^a(\text{KN.m})$
0.9	0.84	0.53	5.8	4.01	0.75	0.72	0.44

**Tableau III- 37.** Calcul du ferrailage à l'ELU.

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisis}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
X-X	0.9	0.0078	0.0098	8.96	0.29	0.974	5HA8=2.52	20
Y-Y	0.84	0.0073	0.0092	8.97	0.27	0.96	5HA8=2.52	20
Appui	0.53	0.0046	0.0058	8.98	0.17	0.974	5HA8=2.52	20

**Tableau III- 38.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
X-X	0.75	2.245	2095.11	0.807 < 15	<i>vérifiée</i>	36.22 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Y-Y	0.72	2.245	2095.11	0.775 < 15	<i>vérifiée</i>	34.77 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Appui	0.44	2.245	2095.11	0.473 < 15	<i>vérifiée</i>	21.25 < 201.63	<i>vérifiée</i>

**III.2.2.3.1.2.1 Vérification de la flèche :**

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

✓ **Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.55} = 0.0774 \geq 0.0421 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 9} = 0.0027 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.6} = 0.075 \geq 0.0424 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 9} = 0.0027 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.2.4 Schémas de ferrailage :**

**Remarque :**

1. Les chapeaux ont des longueurs  $l_1$  par rapport aux nus d'appuis avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = \max \left( l_a, \frac{l}{4} \right) \rightarrow \text{appui de rive} \\ l_1 = \max \left( l_a, \frac{l}{5} \right) \rightarrow \text{appui intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :  $l // l_1$

$l_a$  : Longueur d'ancrage  $\Rightarrow \begin{cases} 0.4 l_s \text{ barres HA} \\ 0.6 l_s \text{ barres RL} \end{cases}$

$l_s$  : Longueur de scellement =  $40 \varnothing$ .

2. Les armatures inférieures sont prolongées jusqu'aux appuis :
  - Dans la totalité, si la dalle est soumise des charges concentrées ;
  - $\frac{1}{2}$  si la dalle est soumise à un chargement répartie, les barre sont arrêtées à  $\frac{l}{10}$  par rapport au nu de l'appui.
3. Dans le cas de la présence d'une ouverture dans la dalle, on dispose d'une part d'autre de l'ouverture (dans les deux sens) une section d'acier équivalant à celle coupée soit :

$$A_{\text{équivalent}} = l_{\text{ouverture}} \times A_{\text{choisie}}$$

La longueur de ces barres de renfort =  $a + b + 2 l_s$

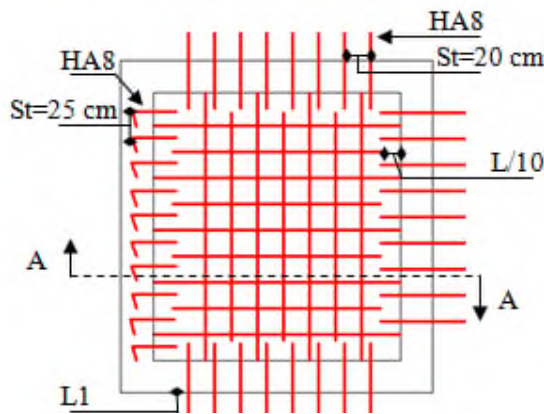


Figure III. 24. Ferrailage de la dalle du sous sol.

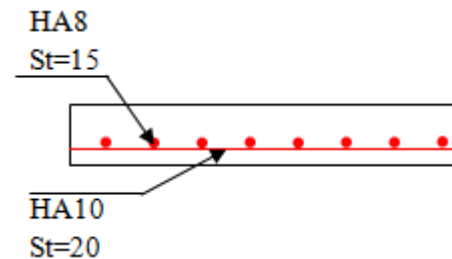


Figure III. 23. Coupe A-A de la dalle du sous sol.

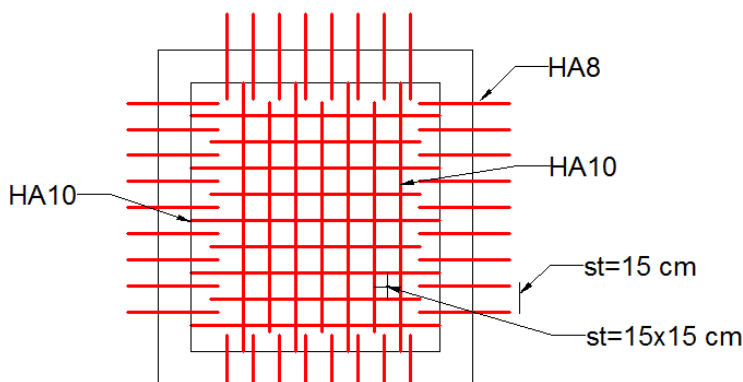


Figure III. 26. Ferrailage de la dalle du RDC.

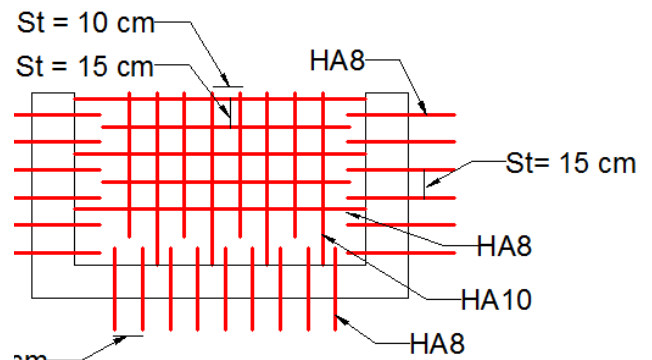


Figure III. 25. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.



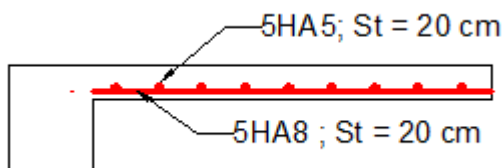


Figure III. 27. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 1.

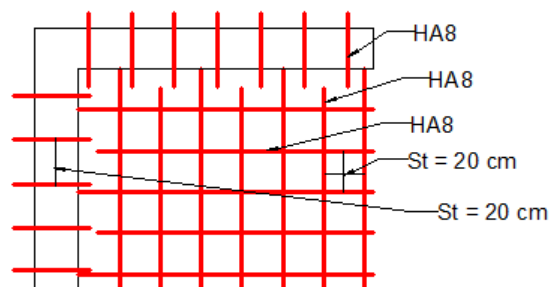


Figure III. 28. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2.

Pour la dalle d'ascenseur les armatures coupées seront remplacé par une section équivalente égale.

$$\begin{cases} A_x = 3.93 \times 1.6 = 6.288 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2.01 \times 1.8 = 3.618 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2HA12 + 1HA14 = 3.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Et leurs longueurs de :

$$\begin{cases} L_x = 1.8 + 1.6 + 2 \times 40 \times 0.014 = 4.52 \text{ m} \\ L_y = 1.8 + 1.6 + 2 \times 40 \times 0.014 = 4.52 \text{ m} \end{cases}$$

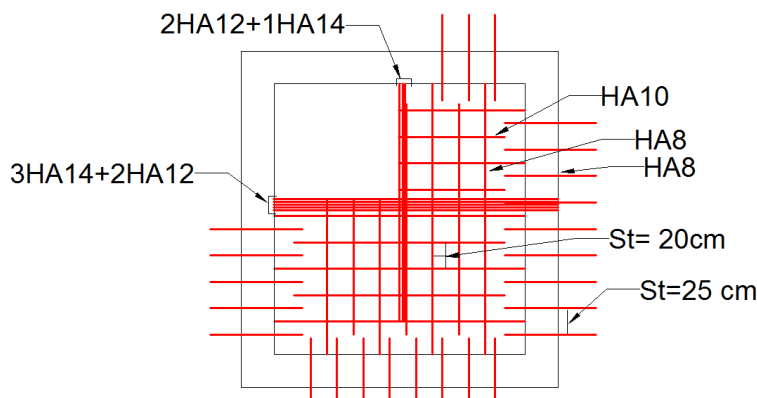


Figure III. 29. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

### III.3 Etude des escaliers

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, à trois volées qui est identique à partir d'étage 1 jusqu'à l'étage 10 ; pour l'escalier reliant le RDC et le premier étage il est différent dans la disposition des volées.

On a :

$$\text{Escalier à 3 volées} \Rightarrow \begin{cases} - \text{type 1: escalier reliant le RDC avec le premier étage.} \\ - \text{type 1': escalier reliant le premier étage avec le reste des étages.} \end{cases}$$

### III.3.1 Escalier type 1

#### III.3.1.1 Etude de l'escalier

Les parties AD et HE sont identiques, donc on va étudier seulement la partie AD et les résultats vont être appliqués sur l'autre partie.

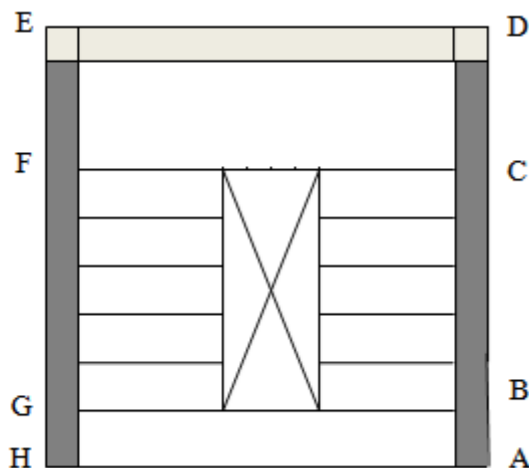


Figure III. 30. Vu en plans d'escalier du RDC.

#### Evaluation des charges permanentes des escaliers :

On a:

$$G_v = 10.06 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

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

Avec :

$G_v$ : poids propre de la volée.

$G_p$ : poids propre de palier.

#### Combinaison de charges :

##### ➤ Sur la volée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 17.331 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 12.56 \text{ KN/m} \end{cases}$$

##### ➤ Sur le palier :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 12.43 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

#### Calcul des sollicitations :

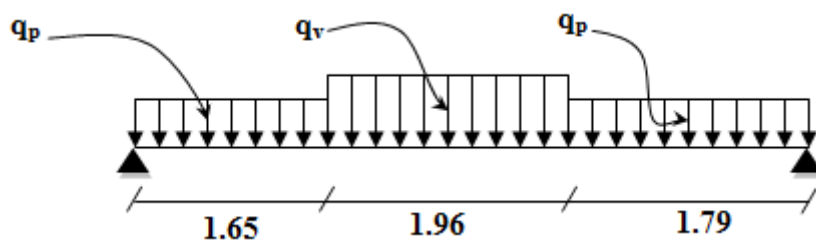


Figure III. 31. Schéma statique de l'escalier du RDC.

**Réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.65 \times 12.43) + (1.96 \times 17.331) + (12.43 \times 1.79)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 76.73 \text{ KN}$$

$$\sum M_D = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1.79)^2}{2} \times 12.43 + 1.96 \times \left( \frac{1.96}{2} + 1.79 \right) \times 17.331 + 1.65 \times \left( \frac{1.65}{2} + 1.96 + 1.79 \right) \times 12.43 \right] / 5.4$$

$$\Rightarrow R_A = 38.49 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_D = \left[ \frac{(1.65)^2}{2} \times 12.43 + 1.96 \times \left( \frac{1.96}{2} + 1.65 \right) \times 17.331 + 1.79 \times \left( \frac{1.79}{2} + 1.96 + 1.65 \right) \times 12.43 \right] / 5.4$$

$$\Rightarrow R_D = 38.24 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant et effort tranchant :**

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

**Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1.65$**

$$T(x) = -12.43x + 38.49$$

$$\begin{cases} T(0) = 38.49 \text{ KN} \\ T(1.65) = 17.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.215 x^2 + 38.49 x$$

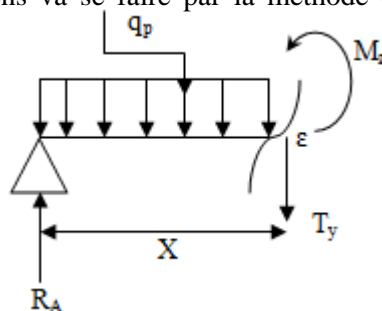


Figure III. 32. Tronçon 1.

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = 46.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tronçon 2 :  $1.65 \leq x \leq 3.61$**

$$T(x) = -17.331 x + 46.58$$

$$\begin{cases} T(1.65) = 17.98 \text{ KN} \\ T(3.61) = -15.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.67 x^2 + 46.58 x - 6.68$$

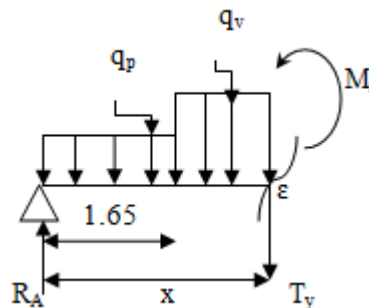


Figure III. 33. Tronçon 2.

$$\begin{cases} M(1.65) = 46.57 \text{ KN.m} \\ M(3.61) = 48.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul de l'extremum :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17.34 x + 46.58 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.686 \text{ m} \in [1.65; 3.61]$$

$$M(2.686) = 55.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} M^{max} = 55.88 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_A = 38.49 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :**

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 55.88 = 41.91 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 55.88 = -27.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.2)$ .

**Tableau III- 39.** Tableau de ferraillage à l'ELU.

Endroit	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{choisis}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	0.091	0.119	0.17	7.09	2.17	5HA14 = 7.7	20
En appuis	0.061	0.079	0.17	4.73	2.1	7HA10 = 5.50	14

**Vérifications :**

➤ **A l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, v_u = 38.49 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{38.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.226 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **A l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

**Etat limite de compression du béton :**

$$M_{max}^{ser} = 40.41 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 40.41 = 30.31 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 40.41 = 20.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III- 40.** Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	30.31	5.22	20768.97	7.62 < 15	Vérifiée
Appui	20.21	4.535	15927.47	5.75 < 15	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{5.4} < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

**Sollicitations**

$$\begin{cases} M_j = 23.475 \text{ KN.m} \\ M_g = 16.33 \text{ KN.m} \\ M_p = 30.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III- 41.** Vérification de la flèche.

$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f^{adm}$ (cm)	Observation
0.36	0.69	1.06	1.32	1.33	1.04	Non vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section d'armatures après le calcul on arrive au choix de 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup> ;  $s_t = 15 \text{ cm}$

**Tableau III- 42.** Résultats de la vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage.

$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f^{adm}$ (cm)	Observation
0.26	0.49	0.73	1.029	1.02	1.04	Vérifiée

**Vérification des armatures de répartitions :**

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2/ml$  on choisit 4HA10/ml = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml

$s_t = 25 \text{ cm}$

**En Appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.375 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisit 5HA6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml

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

**Vérification des espacements :**

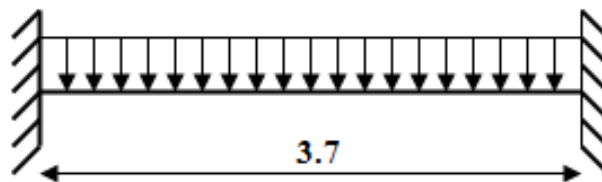
**Travée :**  $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**Appuis :**  $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**  $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

### III.3.1.2 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.



**Figure III. 34.** Schéma statique de la poutre palière.

**Dimensionnement :**

On a :  $L_{\max} = 3.7 \text{ m} = 370 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \leq h \leq 37$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

**Calcul de la poutre palière à la flexion simple :**

**Sollicitations de la poutre palière :**

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_{\text{cloison}} \times H_{\text{mur}} = 1 \times 2.24 = 2.24 \text{ KN/m}$$

Avec :

$H_{mur}$ : la hauteur du mur.

$g_0$ : poids propre de la poutre palière.

$g_m$ : poids du mur sur la poutre.

$G_{cloison}$ : charge du mur.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point D.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_D^u = 38.24 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_D^s = 27.58 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Soit :

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_D^u = 1.35 \times (2.625 + 2.24) + 38.24 = 44.81 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{44.81 \times (3.7)^2}{24} = 25.56 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{44.81 \times (3.7)^2}{12} = -51.12 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{44.81 \times 3.7}{2} = 82.9 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

On a:  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 35 \text{ cm}$ ,  $d = 33 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

**Tableau III- 43.** Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	25.56	0.055	0.071	0.32	2.3	1.19	vérifiée
Appui	51.12	0.11	0.146	0.31	4.74	1.19	vérifiée

**Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{82.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.84 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.26] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**Calcul à la torsion :**

**Moment de torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_D \times \frac{l}{2} = -27.94 \times \frac{3.7}{2} = -51.689 \text{ KN.m}$$



**Figure III. 35.** Les moments de torsion sur la poutre palière.

**Calcul des armatures longitudinales :**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

Avec :

- U : périmètre de la section.

-  $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.

- e : épaisseur de la paroi.

-  $A_1$  : section d'acier.

$$e = \varnothing/6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.071 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.07 \text{ m}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{51.689 \times 10^{-3} \times 1.07 \times 1.15}{2 \times 0.071 \times 400} = 11.2 \text{ cm}^2$$

**Armature transversales :**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{51.689 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.071 \times 400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement en torsion:**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{51.689 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 0.0583} = 6.24 \text{ MPa}$$

**Ferraillage global (flexion simple + torsion) :**



**Ferraillage longitudinal calculé :**

**En travée :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.3 + \frac{11.2}{2} = 7.9 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.74 + \frac{11.2}{2} = 10.34 \text{ cm}^2$$

**Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 7.9 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 10.34 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

**En travée :**

$$A_l^{choisis} = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^{choisis} = 5HA16 + HA12 = 11.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 1.57 = 2.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 + 2HA8 = 2.58 cm<sup>2</sup>

Soit un cadre Ø10 + un étrier de Ø8.

**Vérification au cisaillement :**

$$\text{On a } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.84 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 6.24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.84)^2 + (6.24)^2} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 6.3 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à b = 40 cm et

h = 45 cm.

$$\tau_u^{tot} = 2.82 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS**

$$\text{Avec : } P_s = (g_0 + g_m) + R_D^S = (2.625 + 2.24) + 27.58 = 32.445 \text{ KN/m}$$

**Tableau III- 44.** Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	18.51	13.621	142707.79	1.77	15	Vérifiée
Appui	37	15.253	176427.182	3.2	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

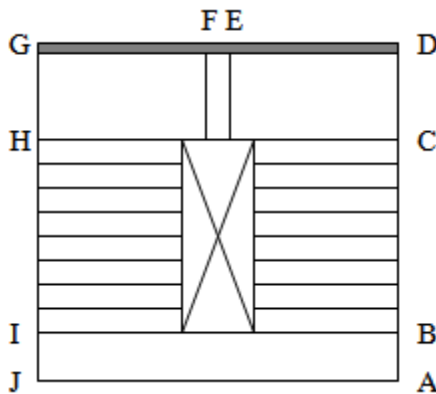
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.122 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00489 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.2 Etude d'escalier type 1'**

**III.3.2.1 Etude d'escalier**

Pour ce type d'escalier la partie AD est identique avec la partie GI, elle est la même que la partie de l'escalier de type 1.



**Figure III. 36.** Vu en plans de l'escalier type 1'.

✓ **Etude de la partie EF :**

Cette partie se calcule comme une console.

On a :  $\begin{cases} G_v = 7.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 12 \text{ cm} \end{cases}$

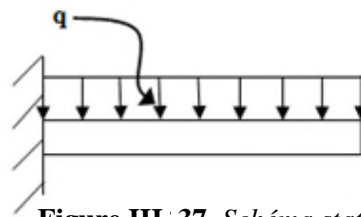


Figure III. 37. Schéma statique de la volée (2).

**Evaluation des charges à l'ELU :**

Le calcul se fait comme une poutre de section  $(b \times h) = (28 \times 12)$ .

$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 0.28 = (1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 2.5) \times 0.28$

$q_v = 3.94 \text{ KN/m}$

**Calcul des sollicitations :**

$\begin{cases} M_u = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{3.94 \times (1.65)^2}{2} = -5.36 \text{ KN.m} \\ V_u = q_v l = 3.94 \times 1.65 = 6.501 \text{ KN} \end{cases}$

**Calcul de ferrailage :**

Tableau III- 45. Tableau de ferrailage de la console à l'ELU.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{choisis}$ (cm <sup>2</sup> )
-5.36	0.135	0.182	0.093	1.66	0.34	2HA10+HA8=2.07

**Armature de répartition :**

$A_l = \frac{A^{choisis}}{4} = \frac{2.07}{4} = 0.52 \text{ cm}^2/ml$

On choisit :  $A_l = 4HA5 = 0.79 \text{ cm}^2/ml$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.501 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.1} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

Soit :

$q_v = (G + Q) \times 0.28 = (7.65 + 2.5) \times 0.28 = 2.842 \text{ KN/m}$

$M_s = -3.87 \text{ KN.m}$

**Vérification des contraintes :**

**Tableau III- 46.** Vérification de la contrainte du béton.

$M_s(KN.m)$	$Y (cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
-3.87	3.73	1705.07	8.47	15	<i>vérifiée</i>

**Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 7.27 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.007 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.2.2 Etude de la poutre brisée**

**Dimensionnement :**

On a :

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

$$l' = \sqrt{(0.28)^2 + (0.33)^2} = 0.43 \text{ m}$$

$$l = (1.71 \times 2) + 0.43 = 3.85 \text{ m} = 384 \text{ cm}$$

$$\frac{384}{15} \leq h \leq \frac{384}{10} \Rightarrow 25.67 \leq h \leq 38.5$$

Donc soit : h = 35 cm ; b = 30 cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion :

**Calcul à la flexion simple :**

✓ **Calcul de chargement :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \frac{KN}{m} \dots \dots \dots (\text{partie horizontale})$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times \frac{0.3}{\cos(49.69)} = 4.06 \frac{KN}{m} \dots \dots \dots (\text{partie inclinée})$$

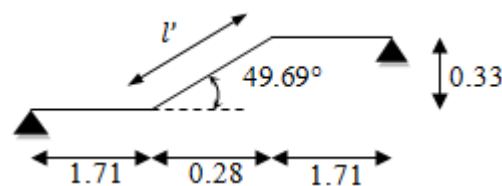
En plus, elle est soumise aux charges transmises par le palier :

$$\begin{cases} R_A = 38.24 \text{ KN} \\ R_P = q_v \times 1.65 = 3.94 \times 1.65 = 6.501 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :

$R_D$  : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

$R_p$  : la charge ramenée par la partie EF.



**Figure III. 38.** Schéma statique de la poutre brisée.

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU :

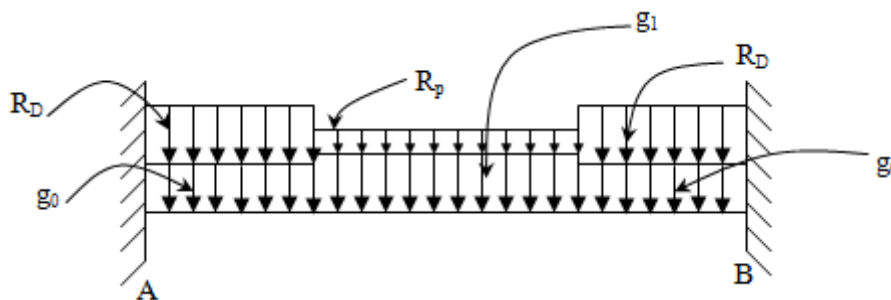


Figure III. 39. Schéma statique de la poutre brisée.

Avec :

$$\begin{cases} g_0^u = 2.624 \times 1.35 = 3.54 \text{ KN/m} \\ g_1^u = 4.06 \times 1.35 = 5.481 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le résultat de calcul se fait par le logiciel SAP 2000 :

Tableau III- 47. Tableau récapitulatif des sollicitations.

$R_A$ (KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
73.12	20.14	20.14	-43.81	73.12

Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 33 \text{ cm}$

Tableau III- 48. Tableau des ferraillages à la flexion simple.

Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Travée	20.14	0.0434	0.055	0.32	1.81	1.2	vérifié
Appui	-43.81	0.0944	0.124	0.31	4.06	1.2	vérifié

✓ Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{73.12 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.738 \text{ MPa}$$

✓ Armatures transversales à la flexion simple :

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.135 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{trans} = \max(0.45, 0.135)$$

Donc on prend  $A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$

**Calcul à la torsion :**

**Moment de torsion :**

$$M^{tor} = -\frac{27.94 \times 3.7}{2} = -51.689 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage à la torsion :**

**Tableau III- 49.** Tableau du ferraillage à la torsion.

e (cm)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	U(m)	$A_l^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	0.071	1.07	11.2	1.57

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{51.689 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 0.0583} = 6.24 \text{ MPa}$$

**Ferraillage global (flexion simple + torsion):**

✓ **Ferraillage longitudinal :**

**En travée :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.81 + \frac{11.2}{2} = 7.41 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.06 + \frac{11.2}{2} = 9.66 \text{ cm}^2$$

**Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 7.41 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 9.66 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

B : section de la poutre brisée.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

**En travée :**

$$A_l^{choisis} = 5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^{choisis} = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 1.57 = 2.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 + 2HA8 = 2.58 cm<sup>2</sup>

Soit un cadre Ø10 + un étrier de Ø8.

**Vérification au cisaillement :**

$$\text{On a } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.738 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 6.24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.738)^2 + (6.24)^2} = 6.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 6.28 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Donc on augmente la section de la poutre progressivement jusqu'à voire la section b = 40 cm ; h = 45 cm.

$$\tau_u^{tot} = 2.86 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS**

**Tableau III- 50.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	14.57	13.13	133232	1.44	15	Vérifiée
appui	31.69	14.62	163083.64	2.84	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.122 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00448 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.3 Schéma de ferrailage

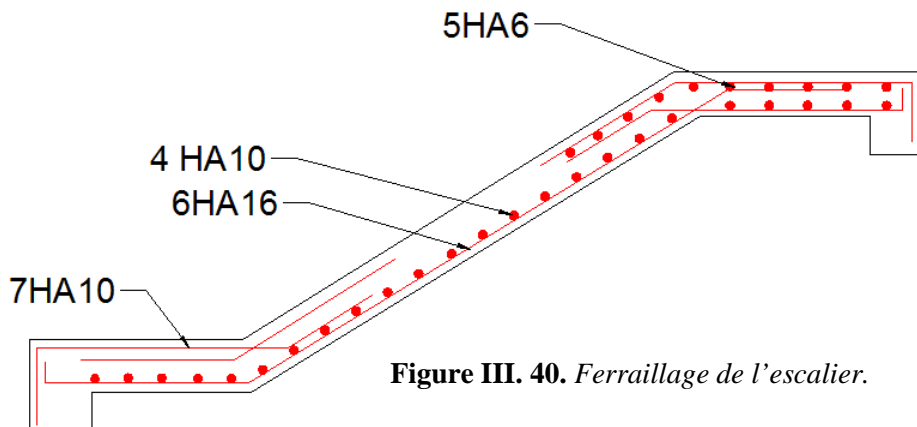


Figure III. 40. Ferrailage de l'escalier.

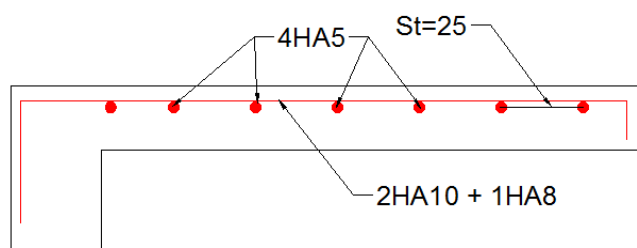


Figure III. 41. Ferrailage de la volée (2).

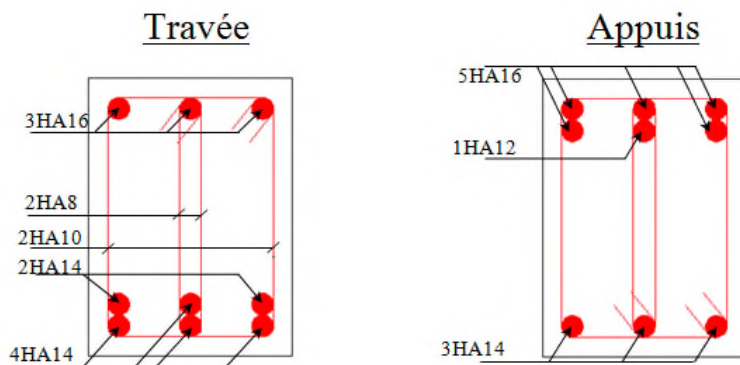


Figure III. 42. Ferrailage de la poutre palière.

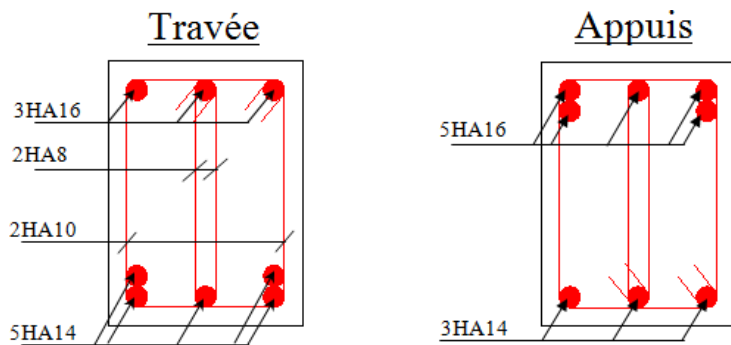


Figure III. 43. Ferrailage de la poutre brisée.



### III.4 Etude de l'ascenseur

#### III.4.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1\text{m/s}$ .

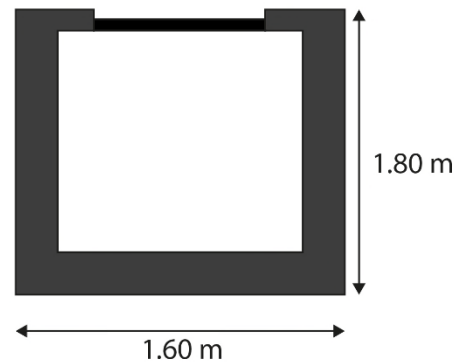


Figure III. 44. Dimensions de l'ascenseur.

#### III.4.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a  $l_x = 1.6\text{ m}$  ;  $l_y = 1.8\text{ m}$  ;  $S = 2.88\text{ m}^2$  .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.56 \leq e \leq 4$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 15\text{ cm}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a:  $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85\text{ KN/m}^2$$

- Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.88} = 50 \text{ KN/m}^2$$

- Poids total

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4.85 + 50 = 54.85 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 54.85 + 1.5 \times 1 = 75.55 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 54.85 + 1 = 55.85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

**Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0479 \times 75.55 \times 1.6^2 = 9.21 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7438 \times 9.21 = 6.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)**

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.21 = 6.91 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.85 = 5.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.21 = -4.61 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

**Tableau III- 51.** Tableau du ferrailage de dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal} (cm^2 /ml)$	$A_{min}(cm^2 /ml)$	choix	$s_t(cm)$
Travée	X-X	6.91	0.029	0.037	0.13	1.53	1.27	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.14	0.021	0.027	0.13	1.14	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.61	0.019	0.024	0.13	1.02	1.27	4HA8=2.01	25

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifiée que :  $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 37.21 \text{ KN} \\ V_u^y = 26.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{37.21 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.286 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

**Vérification à l'ELS**

$$q_s = 55.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.81 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 5.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.815 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -3.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III- 52.** Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
x-x	5.85	2.51	3844.82	3.82 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	4.815	2.51	3844.82	3.14 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-3.91	2.51	3844.82	2.55 < 15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification à la flèche**
- **Sens X-X**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.094 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

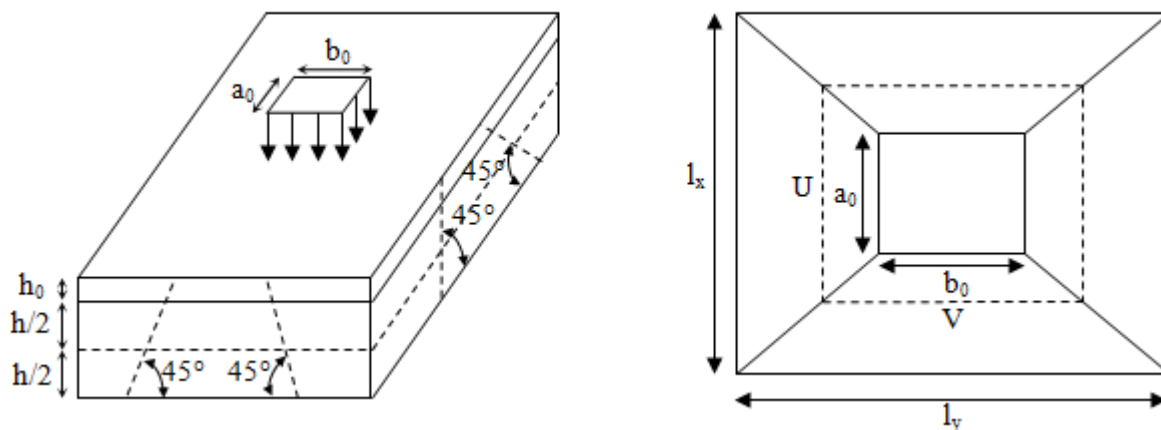
- **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.083 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

**III.4.3 Dalle de salle machine**

On a le schéma représentant la surface d'impact :



**Figure III. 45.** Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

$a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .

$b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.

$h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine.

$h_1$  est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

• **À l'ELU :**

On a :  $g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$

• **Calcul des sollicitations :**

On a selon le BAEL : 
$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de  $\rho$ .

Avec :  $\alpha = \frac{U}{l_y}, \beta = \frac{V}{l_x}$

$\nu$  : coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.64 \\ \beta = 0.57 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 8.05 \times 1.6^2 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7438 \times 0.98 = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.296 + 0.98 = 9.276 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 0.73 = 7.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.276 = 6.957 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.27 = 5.45 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.276 = -4.638 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur  $b=1 \text{ m}$ ,  $d=0.13 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III- 53.** Tableau des ferraillages de la dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$s_t$ (cm)
Travée	X-X	6.957	0.029	0.037	0.13	1.54	1.272	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.45	0.023	0.029	0.13	1.2	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.638	0.019	0.024	0.13	1.03	1.272	4HA8=2.01	25

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

$P_u$  : Charge de calcul à L'ELU.

$h$ : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410\text{ cm} ; P_u = 97.605\text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25\text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74\text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul à l'ELS :**

- **Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3\text{ KN}$ .**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11\text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07\text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85\text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0546 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.82\text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.82 = 0.67\text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.82 = 7.93\text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.67 = 6.74\text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.93 = 5.95\text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.74 = 5.055\text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.93 = -3.965\text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau III- 54. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
x-x	5.95	2.515	3844.81	3.892 < 15	vérifiée
y-y	5.055	2.515	3844.81	3.307 < 15	vérifiée
Appui	-3.965	2.515	3844.81	2.594 < 15	vérifiée

• Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

• Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.094 > 0.038 \\ 0.0015 < 0.005 \end{array} \right.$$

• Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.083 < 0.0375 \\ 0.0015 < 0.005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.4.4 Schémas de ferrailage

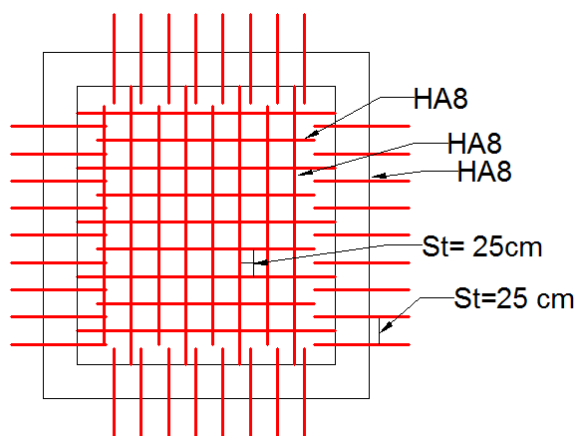


Figure III. 46. Ferrailage de la dalle au-dessous

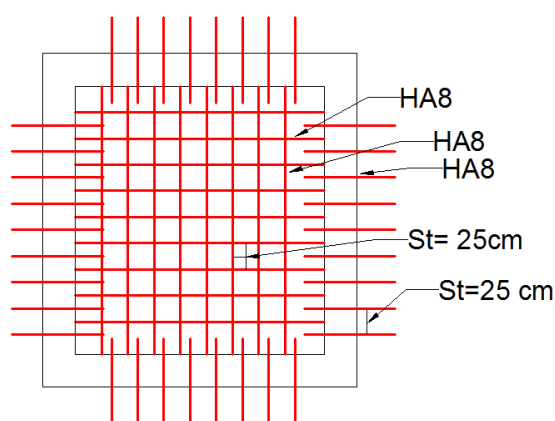


Figure III. 47. Ferrailage de la dalle des machines.

**Remarque :** la dalle de la salle des machines est soumise à un chargement concentré donc les barres seront prolongée jusqu'aux appuis.

**III.5 Etude de l'acrotère :**

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

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

La fissuration est considérée nuisible.

- **Evaluation des charges**
- **Poids propre**

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1135 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84 \text{ KN}$$

- **Poids des enduits :**  
 $G_2 = 0.03 \times 18 \times 0.7 \times 1 = 0.378 \text{ KN}$
- **Le poids total :**

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.84 + 0.378 = 3.218 \text{ KN}$$

$$Q=1 \text{ KN}$$

- **La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule**

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

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

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

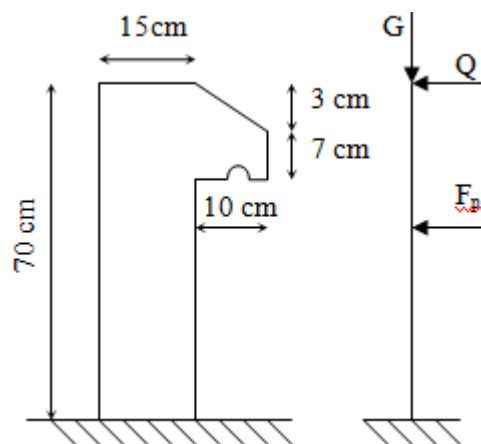
$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.218 = 1.54 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**
- **Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} S_1 = 1050 \text{ cm}^2, x_1 = 7.5 \text{ cm}, y_1 = 35 \text{ cm} \\ S_2 = 15 \text{ cm}^2, x_2 = 15 + \frac{10}{3} = 18.33 \text{ cm}, y_2 = 70 - \left(3 - \frac{3}{3}\right) = 68 \text{ cm} \\ S_3 = 70 \text{ cm}^2, x_3 = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ cm}, y = 70 - 3 - \frac{7}{2} = 63.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 7.5 + 15 \times 18.33 + 70 \times 20}{1050 + 15 + 70} = 8.41 \text{ cm}$$



**Figure III. 48.** Schémas statique de l'acrotère.



$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 35 + 15 \times 68 + 70 \times 63.5}{1050 + 15 + 70} = 37.19 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.218 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.54 \times 0.3719 = 0.573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III- 55.** *Combinaisons d'action sur l'acrotère.*

Sollicitations	ELUA	ELUF	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	3.218	4.34	3.218
M (KN.m)	1.273	1.05	0.7

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.05}{4.37} = 0.24 \text{ m}; \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$ .

Tels 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.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.26) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

$\phi$  : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\alpha$  : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.4 \text{ m}$

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.00784 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.268 \text{ m}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 4.34 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 4.34 \times 0.268 = 1.163 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.12 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.163 + 4.34 \times \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.358 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0083$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0084) = 0.12 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 3.25 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.325 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.325 \times 10^{-4} - \frac{4.34 \times 10^{-3}}{348} = 2 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \text{ On prend } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm, On adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm; On adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$$

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

- **ELU :**  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0125 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Situation accidentelle :**  $V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérifications à l'ELS :**
- **Vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}, N_{ser} = 3.218 \text{ KN}; d = 0.12 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.7}{3.218} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.263 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.263 = -0.143 \text{ m}$$

On a :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.143)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)}{1} \\ q = -2 \times (-0.143)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.057 \text{ m}^2 \\ q = 0.0046 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation  $y_c^3 + p y_c + q = 0$ , avec  $y = y_c + c$ ; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

$$\text{On calcul le } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases}$$

Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.0046)^2 + \frac{4 \times (-0.057)^3}{27} = -6.276 \times 10^{-6} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{0.057}{3}} = 0.276 \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3 \times 0.0046}{2 \times (-0.057)} \sqrt{\frac{-3}{-0.057}}\right) = 151.43^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3}\right) = 0.176 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 120\right) = -0.272 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.276 \times \cos\left(\frac{151.43}{3} + 240\right) = 0.097 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.176 - 0.143 = 0.033 \text{ m} \\ y_2 = -0.272 - 0.143 = -0.415 \text{ m} \\ y_3 = 0.097 - 0.143 = -0.046 \text{ m} \end{cases}$$

On a :  $y = y_1 = 0.033 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.033)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.033)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2.82 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

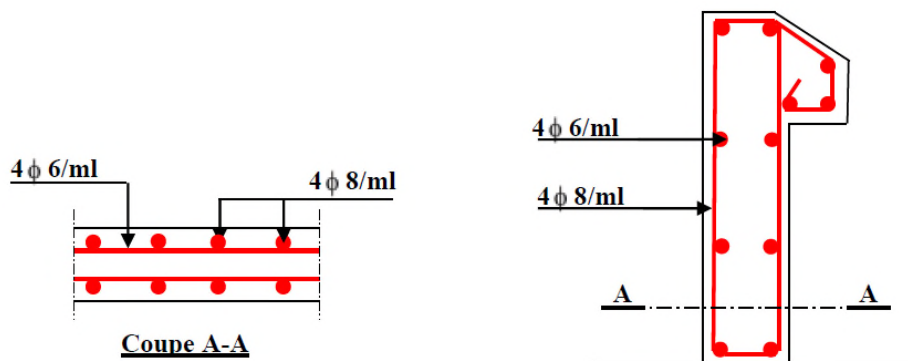
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.218 \times 10^{-3} \times 0.033}{2.82 \times 10^{-4}} = 0.377 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 3.218 \times 10^{-3} \times \frac{(0.12 - 0.033)}{2.82 \times 10^{-4}} = 14.89 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.377 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 14.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**Schémas ferrailage**



**Figure III. 49.** Ferrailage de l'acrotère.

### III.6 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui sert à séparer les vides par des murs.

- **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm} = 4.9 \text{ m}$$

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.67 \leq h \leq 49$$

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $b = 40 \text{ cm}$

- **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage :  $G_p = 25 \times 0.45 \times 0.4 = 4.5 \text{ KN/m}$
- Poids du mur :  $G_m = 2.74 \times (2.97 - 0.45) = 6.9 \text{ KN/m}$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 15.39 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 11.4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.39 \times (5.2)^2}{8} = 52.02 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.39 \times 5.2}{2} = 40.014 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.4 \times (5.2)^2}{8} = 38.532 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

$$ELU : \begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 52.02 = 44.22 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.3 \times M_u = -0.3 \times 52.02 = -15.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 38.532 = 32.75 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 38.532 = -11.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la poutre de chaînage**

**Tableau III- 56.** Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{choisis}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	44.22	0.042	0.054	0.42	3.03	2.08	3HA12 = 3.39
En appui	-15.61	0.015	0.019	0.43	1.04	2.08	3HA10 = 2.36

- **Vérification à l'ELU :**
- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40.014 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.233 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$ , puis on calcul  $A_{trans}$  :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de  $\emptyset 8$  + une épingle de  $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELS :**
- Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 32.75 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -11.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III- 57.** Tableau de vérification des contraintes.

Endroit	M <sup>s</sup> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
En travée	32.75	9.26	68473.98	4.43	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-11.56	7.884	50186.92	1.82	15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0865 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00197 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 5.2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage

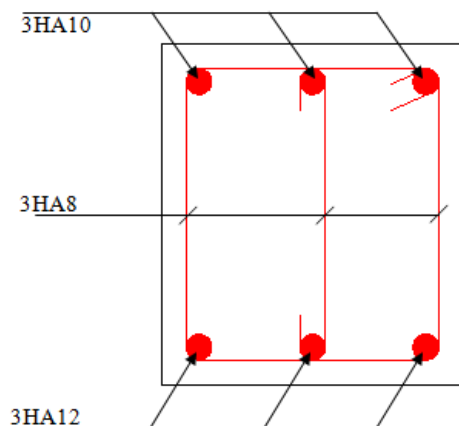


Figure III. 50. Ferrailage de la poutre de chaînage.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'aciers nécessaires pour les éléments non structuraux.

Pour le plancher RDC, le choix du plancher à corps creux au début n'était pas un bon choix à cause de la présence des locaux commerciaux et les travées importantes, la flèche à ce niveau n'était pas vérifiée malgré l'augmentation de la section d'armatures, alors pour remédier à ce problème on a proposé une autre solution (dalle pleine).

Notre projet comprend 3 types de dalle pleine, elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente deux types d'escaliers, Ces derniers ont été étudiés et ferrillés.

La poutre palière et la poutre brisée ont été étudiées sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles en vigueur. En dernier lieu, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.

# Chapitre IV



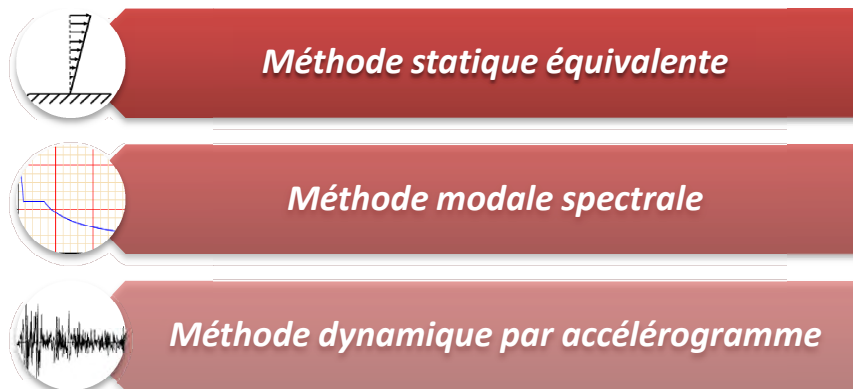
### IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

### IV.2 Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



### IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

#### IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.



$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où  $\eta = 0.816$

On a un site ferme  $S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Avec :

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

**IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 33.66 \text{ m}$  : hauteur total du bâtiment (sans sous-sols).

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20.9 \text{ m} \\ L_y = 17.6 \text{ m} \end{cases}$$

On aura :  $\begin{cases} T_x = \min(0.699; 0.663) = 0.663 \text{ s} \\ T_y = \min(0.699; 0.722) = 0.699 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.457 \\ D_y = 1.406 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.**

N°	Critère (q)	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0

5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

$W_{Gi}$ : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

$$\text{Dans notre cas : } \beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.6 \text{ (commercial)} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $W = 45291.575 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2276.65 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 2101.44 \text{ KN} \end{cases}$$

#### IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

On écrit donc un programme **MATLAB** pour le calcul du spectre (**annexe 4**), le calcul du spectre est fait pour une période comprise entre 0 et 5s avec un pas de 0.01s.

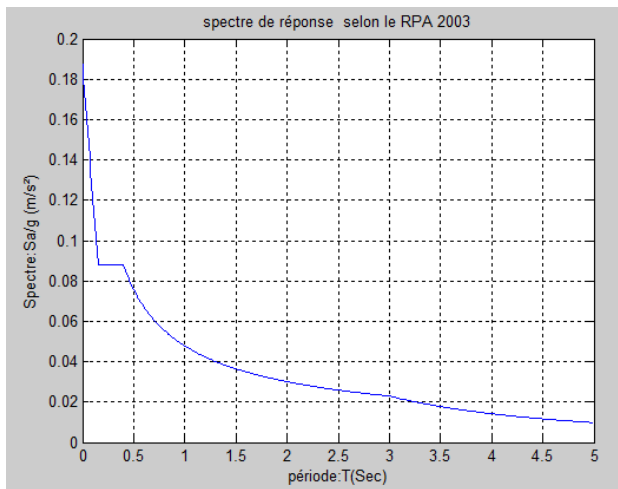


Figure IV. 1 . Spectre de réponse sens X-X.

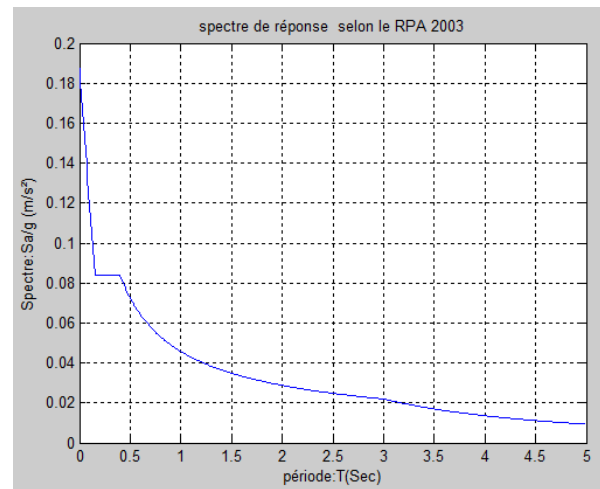


Figure IV. 2. Spectre de réponse Y-Y.

#### IV.6 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14**.

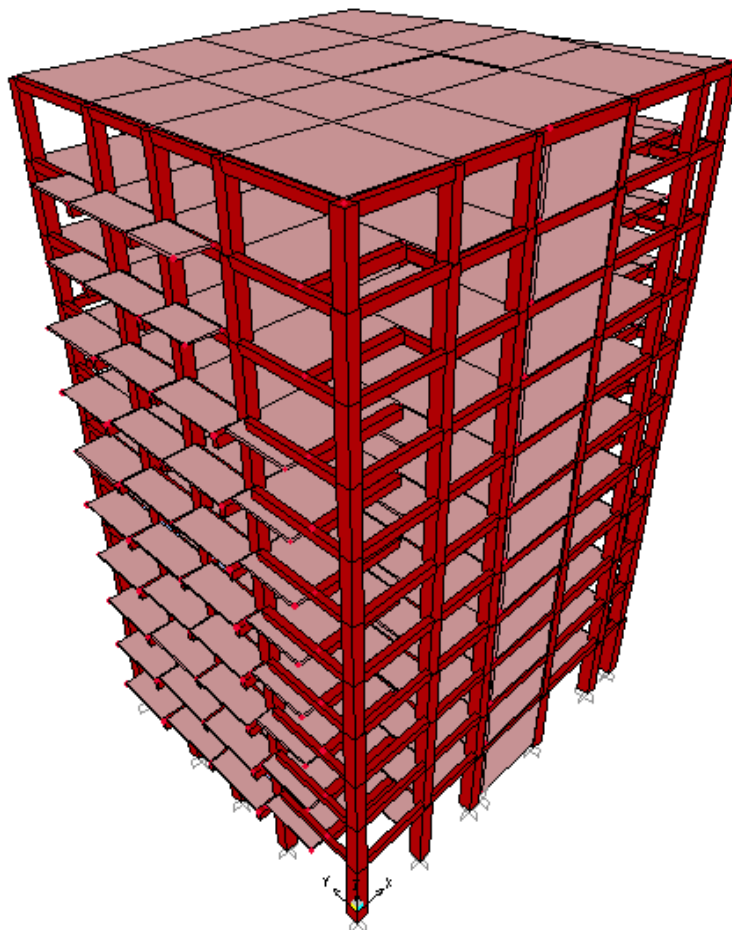


Figure IV. 3. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel SAP2000 V14.

#### IV.6.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence des deux parkings et l'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacement des voiles, et ca a compliqué le choix de la disposition de ces derniers. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

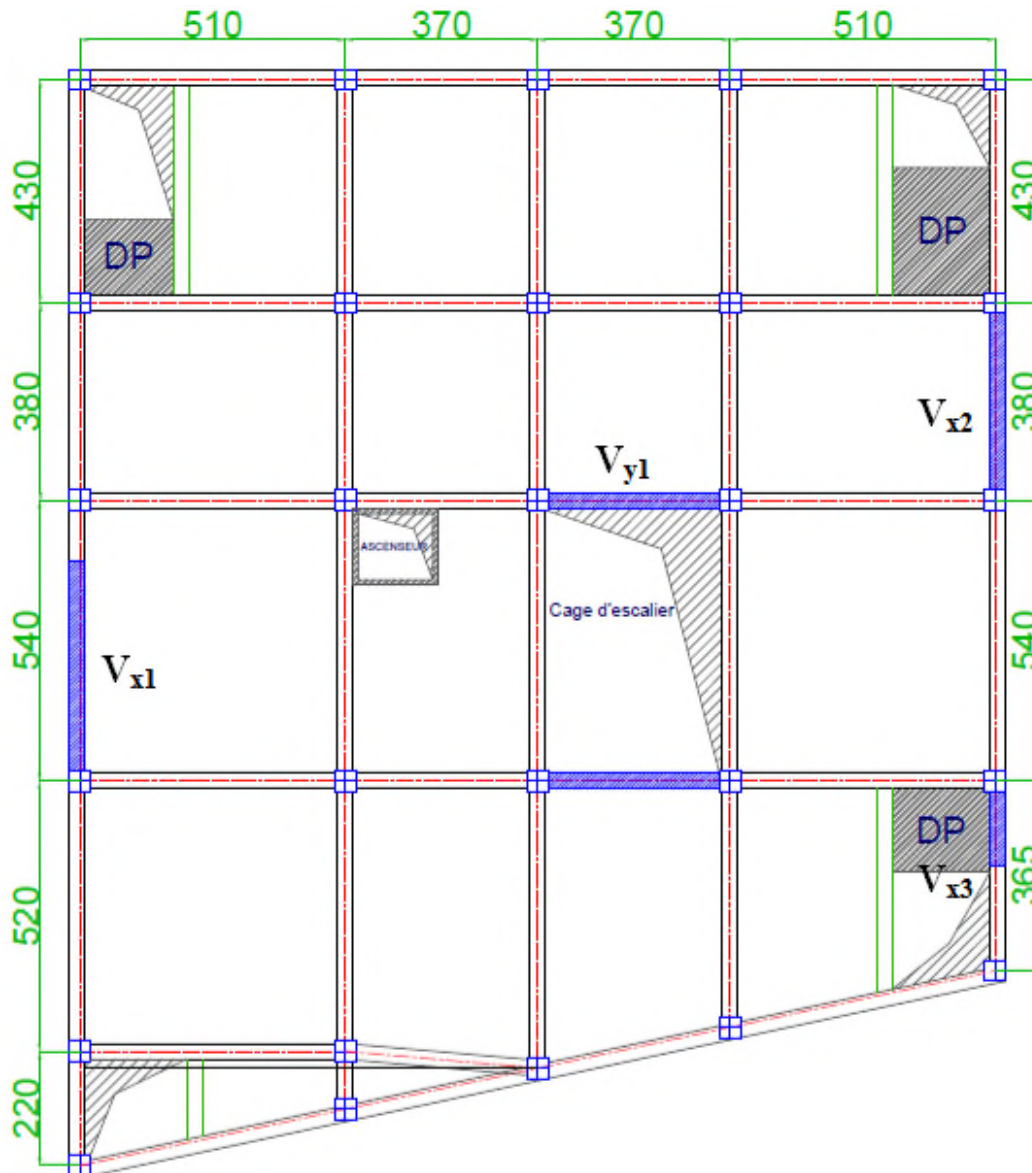


Figure IV. 4. Plans de disposition des voiles.

#### IV.6.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 2.** Période et taux de participation massique de la structure.

modes	Période (s)	Masses cumulées $U_x$	Masses cumulées $U_y$
1	0,730306	0,00893	0,72623
2	0,662536	0,75124	0,73627
3	0,609604	0,75266	0,74692
4	0,217503	0,75314	0,88232
5	0,201255	0,89613	0,8825
6	0,184233	0,89661	0,88815
7	0,110586	0,89661	0,93862
8	0,103647	0,94675	0,93874
9	0,094496	0,94772	0,94248
10	0,088816	0,94774	0,94252
11	0,082292	0,94841	0,94254
12	0,077616	0,94843	0,94418

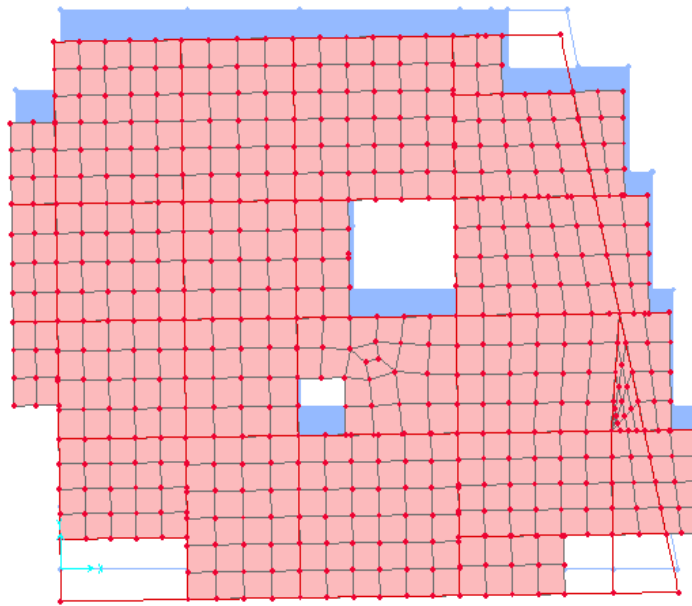
**IV.6.2.1 Analyse des résultats :**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 8<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe Y au bout du 7<sup>ème</sup> mode.

**IV.6.3 Les modes de vibrations :**

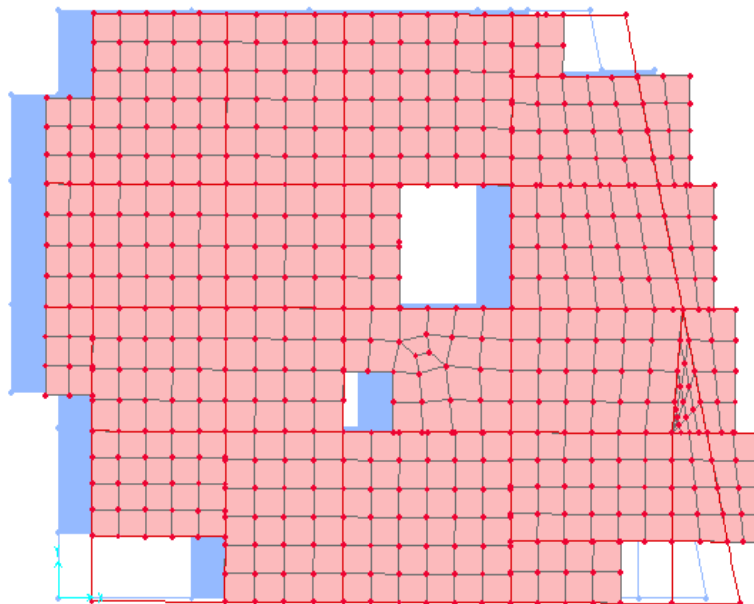
Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV. 5.** Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV. 6.** Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.



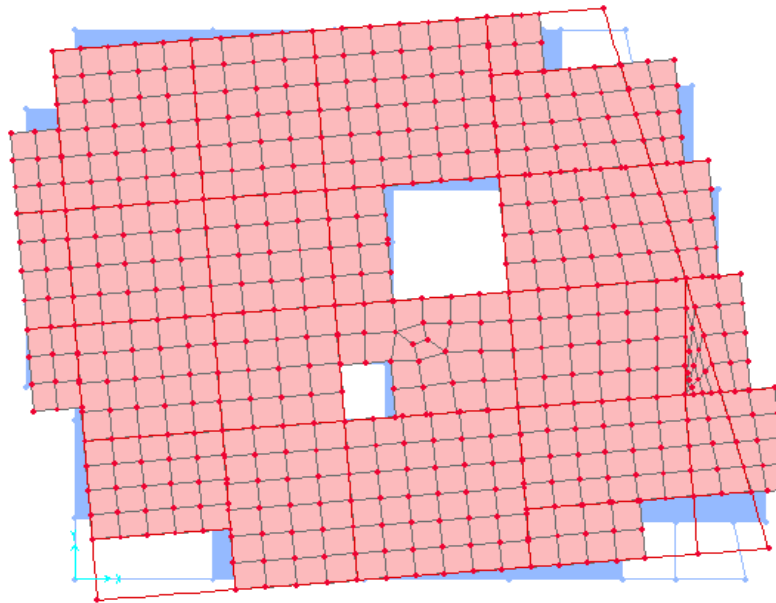


Figure IV. 7. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

#### IV.6.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

##### IV.6.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport  $0.8 V_{st} / V_{dyn}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2276.65	1821.32	2391.716	Vérifiée
Y-Y	2101.44	1681.153	2134.018	Vérifiée

**N.B** : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

##### IV.6.4.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

#### IV.6.4.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 4.** Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
RDC	44735.503	5510,334	89,03	10.97
1	36638.205	8504,076	81.16	18.84
2	32915.948	7598,379	81.25	18.75
3	29053.416	6827,504	80.97	19.03
4	24894,652	6351,698	79.67	20.33
5	21141,765	5591,637	79.08	20.92
6	17531,652	4688,274	78.90	21.1
7	13940,66	3765,743	78.73	21.27
8	10357,717	2835,457	78.51	21.49
9	6759,188	1899,373	78.06	21.94
10	3170,426	1009,643	75.85	24.15

**Analyse des résultats :**

On remarque que, l'interaction voiles-portiques sous charge verticale n'est pas vérifiée dans les 5 derniers niveaux ou l'écart est de 4.35%, malgré après augmentation des sections des poteaux, et si on compare ces résultats aux résultats obtenus dans les autres testes précédant (testes de disposition des voiles) on peut dire que ces résultats sont les plus concluants aux quels on a pu aboutir.

#### IV.6.4.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 5.** Interaction sous charge horizontal.

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	1012,255	1334,047	995,702	1061,862	43,14	56,86	48,39	51,61
1	984,804	1268,22	929,444	1137,922	43,71	56,29	44,96	55,04
2	1100,956	1048,49	1048,954	944,977	51,22	48,78	52,61	47,39
3	1165,794	851,431	1125,547	758,759	57,79	42,21	59,73	40,27
4	1045,158	822,081	1034,302	720,449	55,97	44,03	58,94	41,06
5	1029,981	670,195	1022,186	584,249	60,58	39,42	63,63	36,37
6	958,168	542,816	953,483	473,669	63,84	36,16	66,81	33,19
7	863,753	414,521	859,715	364,94	67,57	32,43	70,20	29,80
8	749,171	291,365	750,382	259,074	72,00	28,00	74,34	25,66
9	630,785	171,121	637,364	158,961	78,66	21,34	80,04	19,96
10	500,74	161,217	528,014	207,225	75,65	24,35	71,82	28,18

#### Analyse des résultats :

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

#### IV.6.4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

$N_d$ : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$ : section du béton.

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV- 6. Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	v	observation
RDC	60	65	3900	3639.346	0.37	Non vérifiée
1	60	65	3900	2269.118	0.23	vérifiée
2	60	65	3900	1864.004	0.19	vérifiée
3	60	65	3900	1570.518	0.16	vérifiée
4	55	60	3300	1345.630	0.16	vérifiée
5	55	60	3300	1134.451	0.14	vérifiée
6	55	60	3300	933.9160	0.11	Vérifiée
7	55	60	3300	789.7090	0.096	Vérifiée
8	55	60	3300	631.4410	0.077	Vérifiée
9	55	60	3300	442.7220	0.054	Vérifiée
10	50	55	2750	250.4280	0.036	vérifiée

#### Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit au niveau de **RDC**, n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section des poteaux.

Le résultat est résumé dans ce tableau :

**Tableau IV- 7. Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section du poteau RDC.**

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	v	observation
RDC	70	70	4900	3639.346	0.297	vérifiée

**IV.6.4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :**

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 : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV- 8. Vérification des déplacements relatifs.**

niveau	$h_k$ (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	396	0.0697	0.3485	0	0.3485	0.088	0.0737	0.3685	0	0.3685	0.093
1	297	0.1554	0.777	0.3485	0.4285	0.144	0.1722	0.861	0.3685	0.4925	0.165
2	297	0.254	1.27	0.777	0.493	0.166	0.2898	1.449	0.861	0.588	0.199
3	297	0.3588	1.794	1.27	0.524	0.176	0.4166	2.083	1.449	0.634	0.213
4	297	0.4694	2.347	1.794	0.553	0.186	0.5496	2.748	2.083	0.665	0.224
5	297	0.5812	2.906	2.347	0.559	0.188	0.6794	3.397	2.748	0.649	0.219
6	297	0.6873	3.4365	2.906	0.5305	0.179	0.8018	4.009	3.397	0.612	0.206
7	297	0.7849	3.9245	3.4365	0.488	0.164	0.9136	4.568	4.009	0.559	0.188
8	297	0.8725	4.3625	3.9245	0.438	0.147	1.0128	5.064	4.568	0.496	0.167
9	297	0.9495	4.7475	4.3625	0.385	0.130	1.0989	5.4945	5.064	0.4305	0.145
10	297	1.0181	5.0905	4.7475	0.343	0.115	1.1729	5.8645	5.4945	0.37	0.125

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.6.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (où 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

- Si  $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 9. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .**

niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	sens x-x			sens y- y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$
RDC	396	45455,73	0,3485	2371,765	0,0169	0,3685	2059,193	0,0205
1	297	40569,515	0,4285	2277,781	0,0257	0,4925	2060,113	0,0327
2	297	36415,583	0,493	2175,739	0,0278	0,588	1990,138	0,0362
3	297	32255,95	0,524	2043,262	0,0279	0,634	1882,046	0,0366
4	297	28095,299	0,553	1892,747	0,0276	0,665	1754,124	0,0359
5	297	24056,053	0,559	1724,574	0,0263	0,649	1607,38	0,0327
6	297	20016,342	0,5305	1522,925	0,0235	0,612	1428,939	0,0289
7	297	15976,587	0,488	1296,414	0,0202	0,559	1226,619	0,0245

8	297	11937,016	0,438	1054,695	0,0167	0,496	1011,88	0,0197
9	297	7901,242	0,385	811,487	0,0126	0,4305	798,27	0,0143
10	297	3912,197	0,343	666,781	0,0068	0,37	731,868	0,0067

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- $\Delta$  peuvent être négligés.

**IV.7 Conclusion**

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

# Chapitre V



## V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **SAP2000 V14**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

## V.2 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000 V14**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30 × 45).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 40).

### V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

#### V.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum 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.

#### V.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 . s . b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$

Avec  $\phi$  le plus petit diamètre des barres utilisées.

**V.2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres**

**Tableau V- 1. Sollicitation et ferrailage des poutres.**

Niv	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC et sous sol	P.S	30x40	Appui	ELUF	-59.53	68.88	6	4.75	3HA16=6.03
			Travée	ELUF	52.68			4.2	3HA16=6.03
	P.P	30x45	Appui	ELUF	-80.60	109.09	6.75	5.65	6HA12=6.79
			Travée	ELUF	45.48			3.11	6HA12=6.79
Etage courant	P.S	30x40	Appui	ELUA	-87.69	91.5	6	6.09	4HA14 = 6.16
			Travée	ELUF	65.43			5.22	3HA16 = 6.03
	P.P	30x45	Appui	ELUA	-131.21	270.49	6.75	8.2	4HA14+2HA12=8.42
			Travée	ELUA	100.58			6.13	6HA12=6.79
Terrasse	P.S	30x40	Appui	ELUA	-39.34	47.73	6	3.06	3HA16=6.03
			Travée	ELUA	16.81			1.31	3HA16=6.03
	P.P	30x45	Appui	ELUA	-59.01	80.97	6.75	4.14	6HA12=6.79
			Travée	ELUF	20.28			1.39	6HA12=6.79

**V.2.3 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)**

**V.2.3.1 Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections :**

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b . h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$  ..... Zone courante.

$A_{max} = 6\% b . h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$  ..... Zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b . h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$  ..... Zone courante.

$A_{max} = 6\% b . h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$  ..... Zone de recouvrement.

**V.2.3.2 Pourcentage minimale d’armatures longitudinales dans les sections :**

✓ **Poutres secondaires**

$$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres principales**

$$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

### V.2.3.3 Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante :  $L_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

### V.2.3.4 Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.29, 3)$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et  $A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$  soit un cadre de T8 et une épingle de T8 dans les sections nécessitant une épingle.

### Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(11.25; 12) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

### Remarques

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**V.2.4 Vérification à l'ELU**

**Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V- 2.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	270.491	2	3.33	Vérifiée
Secondaire	91.5	0.76	3.33	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

**Tableau V- 3.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	8.42	270.49	131.21	7.78	-1.97	Vérifiée
Secondaire	6.16	91.5	87.69	2.63	-4.74	Vérifiée

**Vérification à l'ELS :**

**Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

**Tableau V- 4.** Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-47.82	132724,22	15. 28	5.51	15	Vérifiée

	Travée	34.63	113095.49	14.03	4.30	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-58.23	79614.02	12.53	9.16	15	Vérifiée
	Travée	47.65	78343.37	12.42	7.55	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots ① \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots ② \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots ③ \end{array} \right.$$

**Tableau V- 5.** Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t(cm)$	$b(cm)$	$L(m)$	$A_s(cm^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	45	30	5.52	6.76	$0.082 \geq 0.06$	$0.082 \geq 0.032$	$0.005 \leq 0.01$
Secondaire	40	30	5.1	6.03	$0.078 \geq 0.06$	$0.078 \geq 0.034$	$0.005 \leq 0.01$

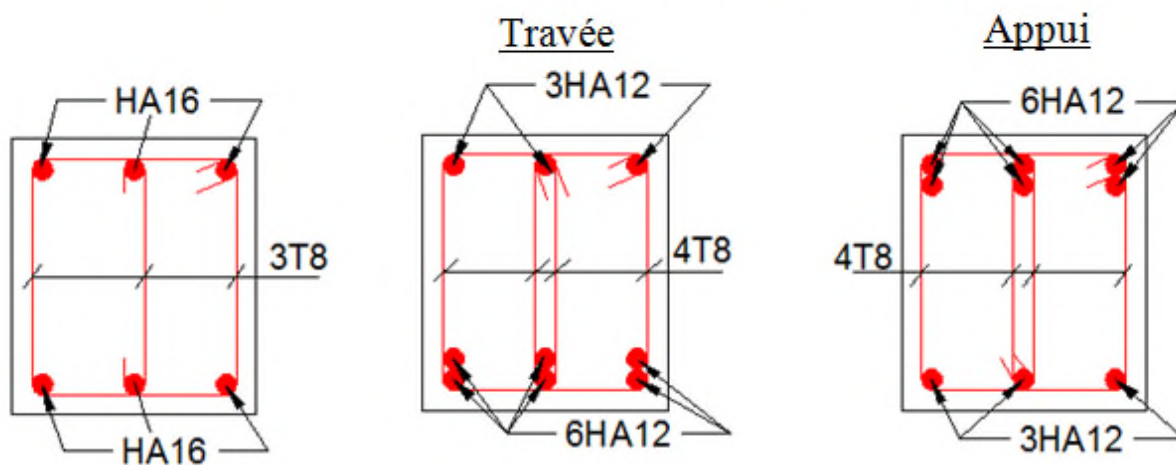
Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Exemple de ferrailage**

Ferrailage des poutres du RDC et des sous sols.

Poutres secondaires

Poutres principales



**Figure V- 1.** Ferrailage de la poutre RDC.

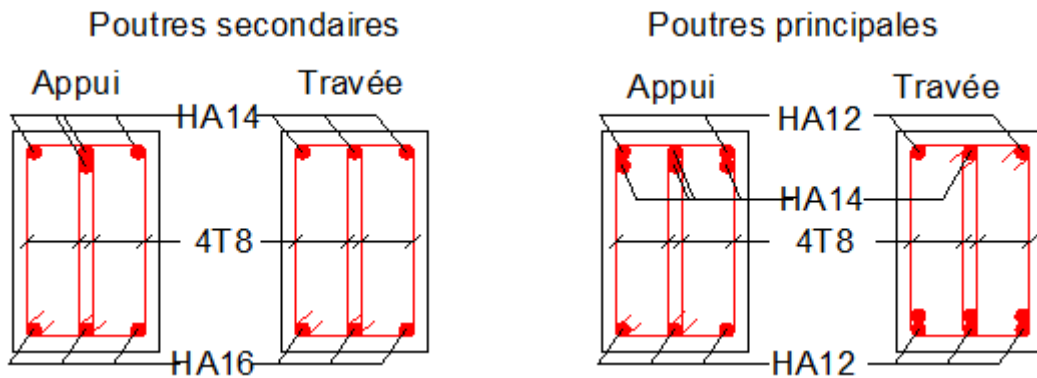


Figure V- 2. Ferrailage des poutres étage courant.

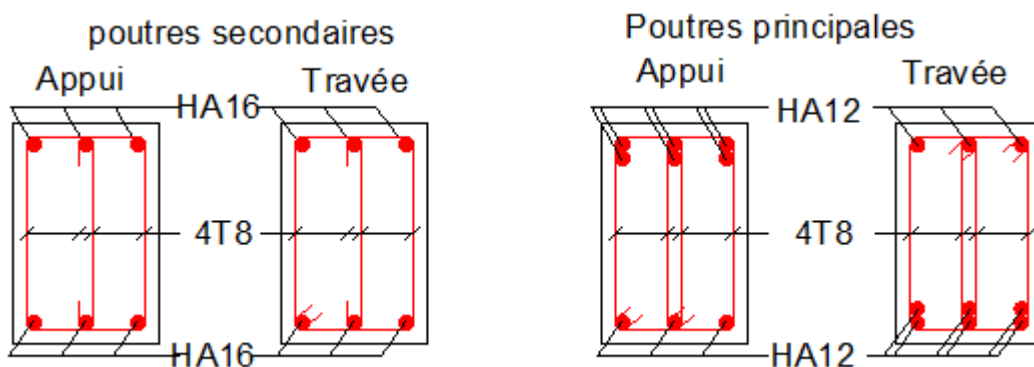


Figure V- 3. Ferrailage des poutres de la terrasse.

### V.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion simple lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  
0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :  
4% en zone courante  
6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  
40 $\varnothing$  en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone I et II

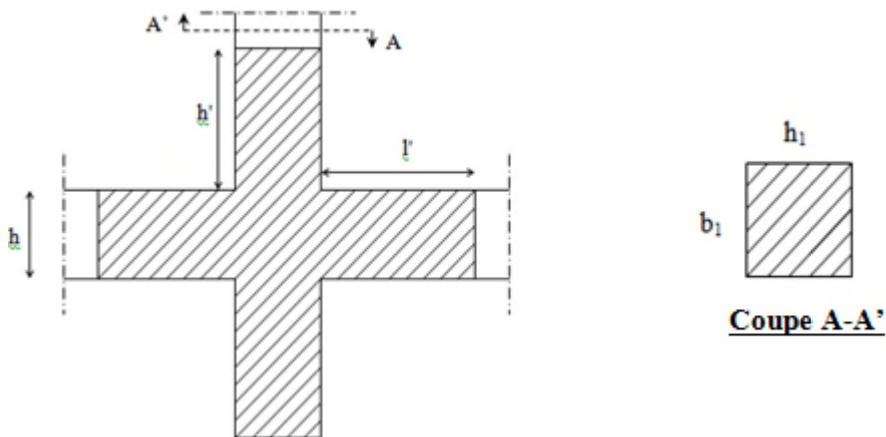
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur d'étage.



**Figure V- 4. Zone nodale.**

#### **Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

$V_u$ : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$\lambda_g$ : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

**Remarque :**

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° 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.

### V.3.1 Calcul de ferrailage

#### V.3.1.1 Ferrailage longitudinal

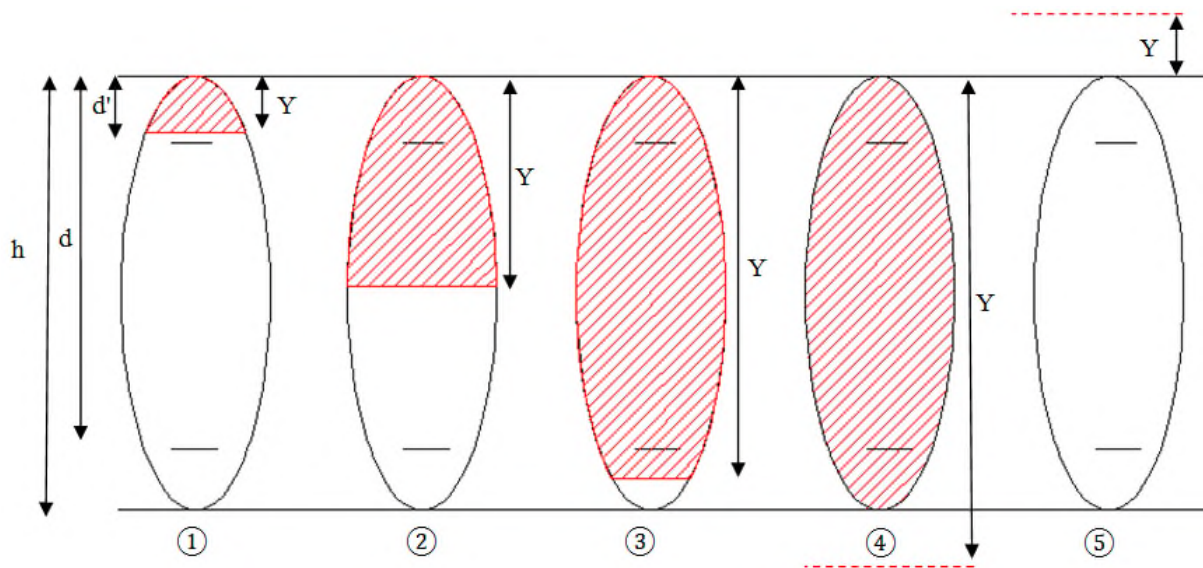
**Hypothèse de calcul :**

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ( $e = 3$  cm).

**Flexion composé :**

On entend par flexion composé tous élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant (aussi appelé dans la littérature la flexion compression), contrairement à la flexion simple ou en distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, à la flexion composée tous dépend de la position de l'axe neutre on a alors 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).





**Figure V- 5.** Différent type de section par rapport à la position de l'axe neutre.

- ①, ② et ③ sont de section partiellement comprimée ;
- ④ est une section entièrement comprimée ;
- ⑤ est une section entièrement tendue.

**Calcul à l'ELU**

**Section entièrement tendue**

Vu que dans les hypothèses de base le béton tendu est négligé la forme de section n'intervient pas dans les calculs.

La section est entièrement tendue si :

- N est un effort de traction ;
- Le centre de poussée C ( $e_G$  ce trouve entre les armatures  $A_1$  et  $A_2$ )  
 $|e_g| < \frac{h}{2} - d'$ ; où  $e_g = \frac{h}{2} - d''$ .

Le calcul ce faits pour deux section  $A_1$  et  $A_2$  avec :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st10}(d - d')} ; A_2 = \frac{N_u e_2}{f_{st10}(d - d')}$$

Avec  $\min (A_1, A_2) \geq A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$

Cas d'un ferrailage symétrique :

$$e_1 = e_2 \text{ et } A_1 = A_2 = \max\left(\frac{N_u}{2f_{st10}}; \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{st10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Section partiellement comprimée**

Une section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) est une section composée d'une partie comprimée et d'une autre partie tendue donc elle peut être assimilée à la flexion simple avec un moment  $M_{uA}$  puis revenir à la flexion composée en suite :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

- **1<sup>er</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de traction et C se trouve en dehors de la zone entre les armatures A et A' soit :

$$\frac{h}{2} - d'' < |e_g| \quad \text{Où} \quad \frac{h}{2} - d' < |e_g|.$$

- **2<sup>ème</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de compression et C à l'extérieur de la section soit  $e_g > \frac{h}{2}$ .

- **3<sup>ème</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de compression et C à l'intérieur de la section ( $e_g < \frac{h}{2}$ ) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$Nu$  est pris avec son signe (positif dans ce cas précis vu que  $Nu$  est un effort de compression).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple en remplaçant  $M_u \Rightarrow M_{uA}$ ,  $N \Rightarrow N_u$ .

En revient en suite à la flexion composée on calcul par  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$ ; avec  $A_1$  la section calculée en flexion simple (cas d'une section rectangulaire et  $A' \neq 0$ ).

### Section entièrement comprimé

On dit que la section est entièrement comprimé si :

- $N$  effort de compression et C à l'intérieur de la section ( $e_g < \frac{h}{2}$ ) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée et l'axe neutre se trouve en dehors de la section soit  $Y > h$  dans ce cas l'utilisation du diagramme simplifier (rectangulaire) n'est plus applicable.

### Explication

Le diagramme contrainte-déformation du béton est une parabole que le règlement vient plafonner à une contrainte limite  $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$ .

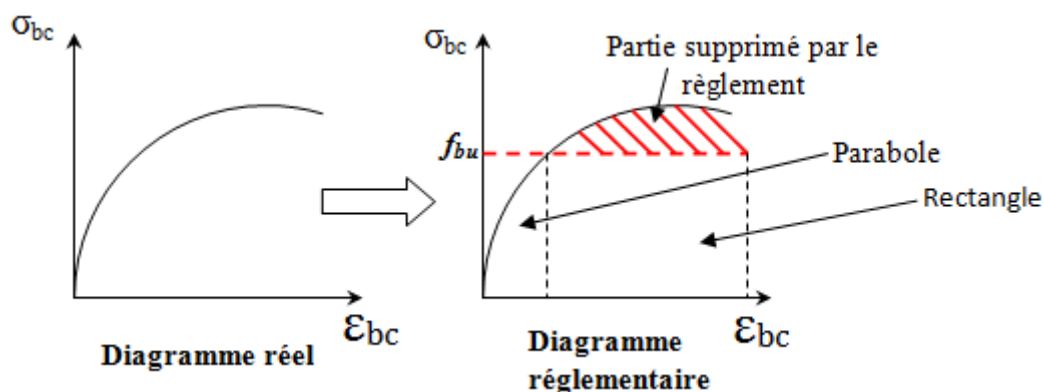


Figure V- 6. Diagramme contrainte-déformations.

On se retrouve donc avec un diagramme dit parabole-rectangle, alors pour calculer les efforts normaux internes on doit le faire pour deux section une est rectangulaire avec  $N_1 = y_1 b f_{bu}$  et une deuxième partie parabolique avec :  $N_2 = \int \sigma (y) b dy$ .

Donc dans le but de simplifier les calculs le diagramme parabole-rectangulaire est remplacé par le diagramme rectangulaire simplifier, en gros on remplace la partie parabolique par une partie rectangulaire équivalent.

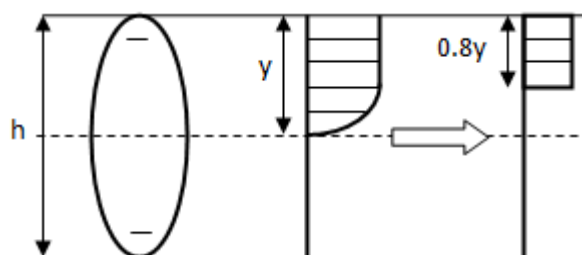


Figure V- 7. Diagramme contrainte déformation avant après simplification.

Mais cette méthode donne de grandes approximations dans une section entièrement comprimée donc on utilise le calcul en rigueur donnée par le règlement.

### V.3.1.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V- 6. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	comb	Type de section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	S.sol 1, 2 et 70x70	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	3819.82	146.42	159.94	ELA	SPC	0	39.2	10HA16 +4HA14 +2HA12 =39.84
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-259,67	28,97		ELA	SET	25,73		

		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	186,82	2382,97		ELA	SPC	0		
1,2 et 3	60x65	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2531.6	9.34	103.95	ELU	SPC	0	31.2	10HA14 +4HA20 +2HA16 =31.98
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-88.14	20.1		ELA	SET	20.48		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	118.83	1094.26		ELA	SPC	0		
4-9	60x55	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1681.92	10.81	88.17	ELU	SPC	0	26.4	10HA16 +6HA12 =26.9
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-30.93	2.09		ELA	SET	17.33		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	101.11	914.24		ELA	SPC	0		
10	55x50	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	249.89	3.5	47.43	ELU	SPC	0	22	4HA14+ 8HA16= 22.24
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-31.35	1.13		ELA	SET	14.44		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	81.48	110		ELA	SPC	2.69		

### V.3.1.3 Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC ( $70 \times 70$ )  $\text{cm}^2$  comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédant :

Données :

Soit :  $N_{\min} = 3819.82 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corres}} = 146.42 \text{ KN.m}$

$b = 70 \text{ cm}$  ;  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 67 \text{ cm}$  ;

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.038 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieure de la section.

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 146.42 \times 10^{-3} + 3819.82 \times 10^{-3} \left( 0.67 - \frac{0.7}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.369 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 3819.82 \times 10^{-3}(0.67 - 0.03) - 1.369 = 1.076 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times (0.7)^2 \times 18.48 = 1.916 \text{ MN.m}$$

Donc :

$1.076 < 1.916 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.369}{0.7 \times (0.67)^2 \times 18.48} = 0.236 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.342 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.58 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.49 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend  $A = 0$

### V.3.1.4 Vérification du ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

**Tableau V- 7. Vérification du ferrailage transversal.**

Niveau	S.sols et RDC	Etages 1, 2 et 3	Etages 4-9	Etage 10
Section(cm <sup>2</sup> )	70×70	65×60	60×55	55×50
	1.6	2	1.2	1.4
l <sub>f</sub> (cm)	245.7	176.4	176.4	176.4
λ <sub>g</sub>	3.51	2.71	2.94	3.21
V (KN)	159.94	103.95	88.17	47.43
t <sub>z,nodale</sub> (cm)	10	10	10	10
t <sub>z,recouv</sub> (cm)	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75
	2.14	1.5	1.38	0.81
	4.7	4.8	4.4	3.75

	6HA10 = 4.71	7HA10 = 5.5	6HA10 = 4.71	2HA10 + 4HA8 = 3.58
--	--------------	-------------	--------------	---------------------

**V.3.1.5 Vérifications nécessaires**

**V.3.1.5.1 Vérification au flambement**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

$l_f$  : longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$  section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V- 8. Vérification au flambement des poteaux.**

Niveaux	h (m)	b (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m)	$N_u$ (KN)	$N_d$ (KN)	Observation
S.sols et RDC	0,7	0,7	2,457	12,14	0,83	39,84	0,4624	8257,42	3819,82	vérifiée
1,2 et 3	0,65	0,6	1,764	10,17	0,84	31,98	0,3654	6618,37	2531,6	vérifiée
4-9	0,6	0,55	1,764	11,10	0,83	26,9	0,3074	5501,44	1681,92	vérifiée
10	0,55	0,5	1,764	12,21	0,83	22,24	0,2544	4552,28	245,89	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

**V.3.1.5.2 Vérification des contraintes**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{Section homogénéisée.}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

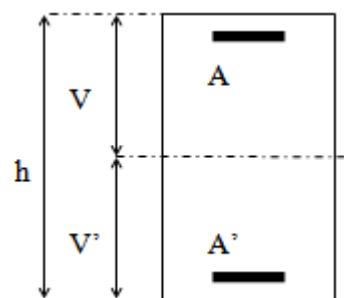


Figure V- 8. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau V- 9. Vérification des contraintes dans les poteaux.**

Niveaux	RDC et les deux S.sols	1,2 et 3	4 - 9
Sections (cm <sup>2</sup> )	70×70	65×60	60×55
d (cm)	67	62	57
d' (cm)	3	3	3
A (cm <sup>2</sup> )	19.92	15.99	13.45
A' (cm <sup>2</sup> )	19.92	15.99	13.45
N <sub>ser</sub> (KN)	2312.43	1846.75	1227.41
M <sub>ser</sub> (KN.m)	72.73	37.34	52.92
Type de section	SEC	SEC	SEC

V (cm)	35	32.5	30
V' (cm)	35	32.5	30
$M_G^{ser}$ (KN.m)	72.73	37.34	52.92
$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	2612775.733	1790583.925	1284151.5
S (cm <sup>2</sup> )	5497.6	4379.7	3703.5
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	5.18	4.89	4.55
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	3.23	3.54	2.08
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Concernant l'étage 10, la section à ce niveau est une section partiellement comprimée (SPC) donc les notes de calcul sont les suivantes :

Les données :

$$N_{ser} = 182.96 \text{ KN} ; M_{ser} = 46.51 \text{ KN.m}$$

$$h = 55 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 52 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{46.51}{182.96} = 0.254 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression } c \text{ est en dehors du noyau central.}$$

$N_{ser}$  est un effort de compression et le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul de centre de pression :**

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.254 - 0.275 = -0.021 \text{ m}$$

Par convention de signe, on prend :  $c = 0.021 \text{ m}$

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (2.1)^2 - 90 \times \frac{11.12}{50} (2.1 - 3) + 90 \times \frac{11.12}{50} (52 - 2.1) \\ q = -2 \times (2.1)^3 - 90 \times \frac{11.12}{50} (2.1 - 3)^2 - 90 \times \frac{11.12}{50} (52 - 2.1)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = 1003.58 \\ q = -49874.78 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 4p^3 + 27q^2 = 4 \times (1003.58)^3 + 27 \times (-49874.78)^2 = 7.12 \times 10^{10} > 0$$

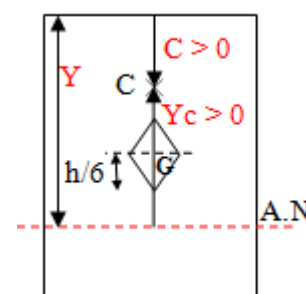


Figure V- 9. Position de l'axe de poussée à l'ELS.



⇒ Une seule racine réelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2.64 \times 10^9 \\ \sqrt{\Delta} = 51354.05 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 101228.83 \\ z = t^{1/3} = 46.61 \end{cases}$$

On a:  $y_c = z - \frac{p}{3z} = 39.43 \text{ cm}$

Et:  $-c \leq y_c \leq h - c$  avec  $c > 0 \Rightarrow 2.1 \leq y_c = 39.43 \leq 52.9$

✓ **La distance entre l'axe neutre est la fibre la plus comprimée (y) :**

$$y = y_c + c = 39.43 + 2.1 = 41.53 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

On a:  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$

Avec :

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)] \\ &= \frac{50}{2} (41.53)^2 + 15[11.12 \times (41.53 - 3) - 11.12 \times (52 - 41.53)] \\ &= 47798.93 \text{ cm}^2 \approx 0.0478 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{182.96 \times 10^{-3}}{0.0478} \times 0.4153 = 1.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

### V.3.1.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V- 10.** Vérification des contraintes de cisaillements.

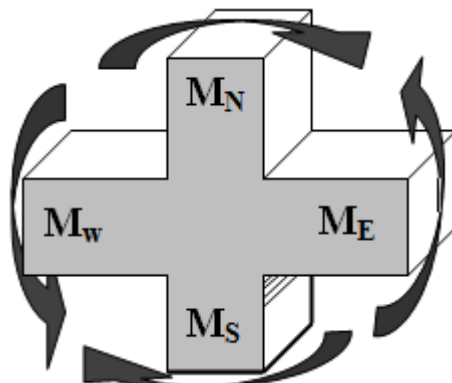
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et les deux S.sols	70×70	3.51	0.04	67	159.94	0.34	1	Vérifiée
1,2 et 3	65×60	2.71	0.04	62	103.95	0.28	1	Vérifiée
4-9	60×55	2.94	0.04	57	88.17	0.28	1	Vérifiée
10	55×50	3.21	0.04	52	47.43	0.18	1	Vérifiée

#### V.3.1.5.4 Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$



**Figure V- 10.** Répartition des moments dans la zone nodale.

#### Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a :  $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec :  $z = 0.9h$  ,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $\gamma_s = 1.15$  (cas le plus défavorable).

**Tableau V- 11.** Moment résistant des poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC et S. sol	0,7	0,63	19,92	348	436,73
Etages 1-2-3	0,65	0,585	15,99	348	325,52
Etages 4-9	0,6	0,54	13,45	348	252,75
Etage 10	0,55	0,495	11,12	348	191,55

**Tableau V- 12.** Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC et S. sol	P.P	0,45	0,41	6,79	348	96,88
	P.S	0,4	0,36	6,03	348	75,54
Etages courants	P.P	0,45	0,41	8,42	348	120,14
	P.S	0,4	0,36	6,16	348	77,17
Terrasse inaccessible	PP	0,45	0,41	6,79	348	96,88
	PS	0,4	0,36	6,03	348	75,54

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

**Tableau V- 13.** Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	
Sous sol 2	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
Sous sol 1	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
RDC	325,52	436,73	762,25	120,14	120,14	300,35	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
2	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
3	252,75	325,52	578,27	120,14	120,14	300,35	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
5	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
6	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
7	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée

8	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
9	191,55	252,75	444,3	120,14	120,14	300,35	vérifiée

**Tableau V- 14.** Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
Sous sol 2	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée
Sous sol 1	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée
RDC	325,52	436,73	762,25	77,17	77,17	192,925	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
2	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
3	252,75	325,52	578,27	77,17	77,17	192,925	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
5	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
6	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
7	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
8	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
9	191,55	252,75	444,3	77,17	77,17	192,925	vérifiée

### V.3.2 Ferrailages des poteaux

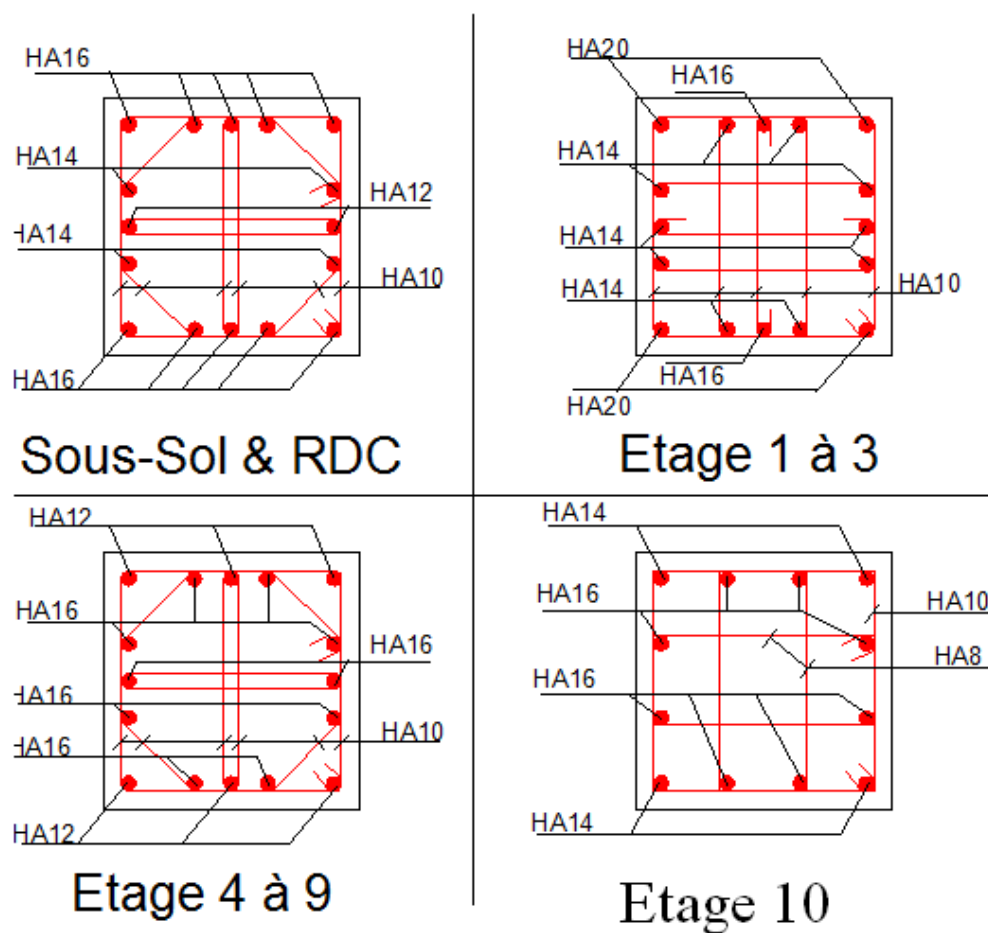


Figure V- 11. Ferrailage des poteaux.

## V.4 Étude des voiles

### V.4.1 Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$  ( $l$ ,  $a$  : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

## V.4.2 Disposition parasismique des voiles (\*)

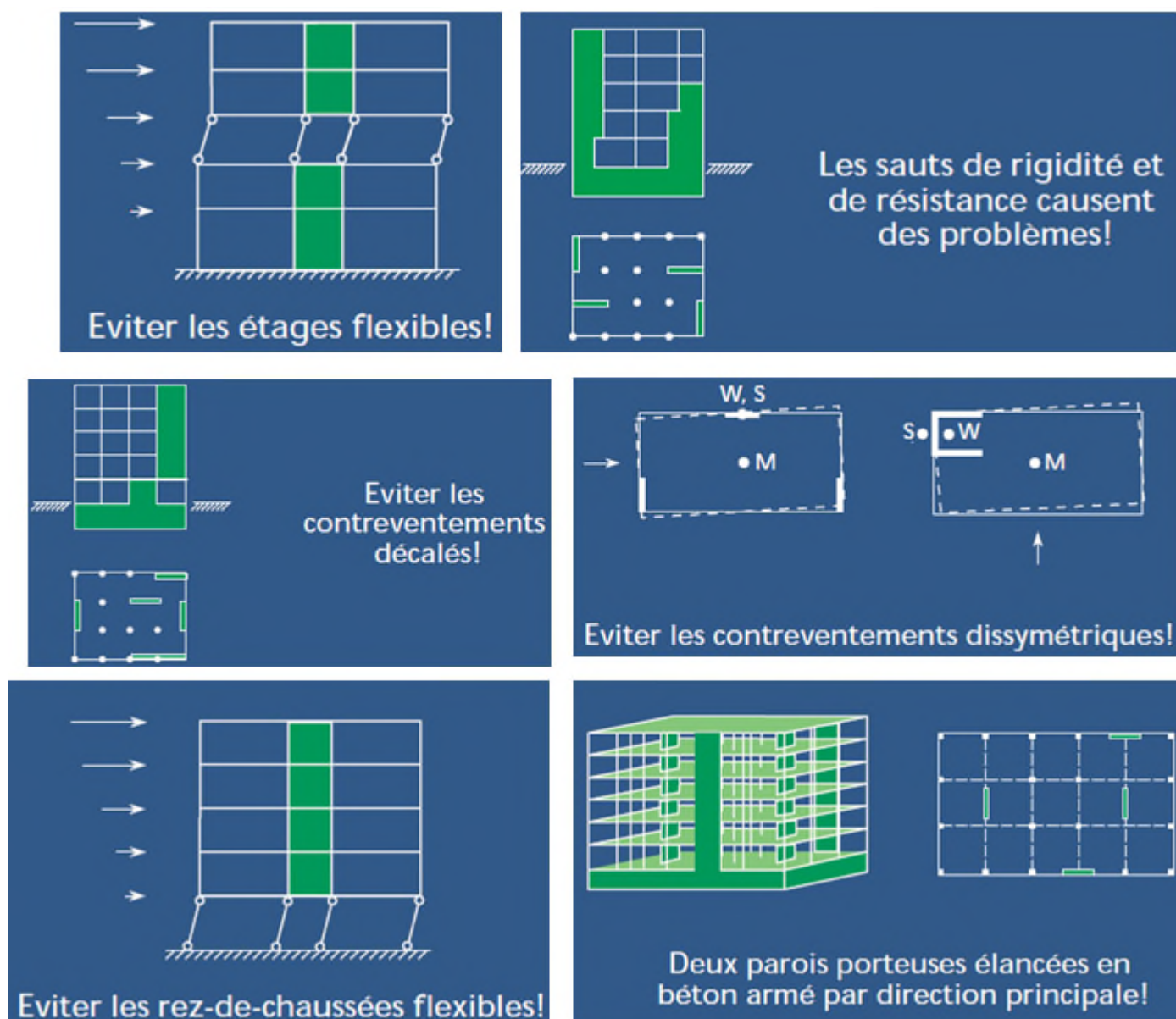


Figure V- 12. Disposition des voiles.

## V.4.3 Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.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 en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

(\*) H.BACHMANN, *conception parasismique des bâtiments – principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités*, Berne, 2002.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \textcircled{1}$
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots \textcircled{2}$
- $0,8G \pm E \dots \dots \dots \textcircled{3}$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

#### V.4.4 Recommandation du RPA99 version 2003

##### V.4.4.1 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

$l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/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).

##### V.4.4.2 Armatures Horizontal

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.

##### V.4.4.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

##### V.4.4.4 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
- ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- 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  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\emptyset$  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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.5 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V- 15.** Sollicitations dans le voile du RDC.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1774.57	999.46	3070.96	1717.14	518.02	1816.15	641.1

##### V.4.5.1 Ferrailages

Le calcul de ferrailage se fera sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ , à la flexion composée pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale ( $A_{\min}$ ) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{\min} = 518.02 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 1816.15 \text{ KN.m.}$$

$$l = 4.5 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 4.45 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1816.15}{518.02} = 3.51 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ m} \Rightarrow N \text{ effort de compression et } c \text{ le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.



$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1816.15 + 518.02 \times \left(4.45 - \frac{4.5}{2}\right) = 2956 \text{ KN.m} = 2.956 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.956}{0.2 \times (4.45)^2 \times 18.48} = 0.04$$

$$\mu_{bu} = 0.04 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.45(1 - 0.4 \times 0.051) = 4.36 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2.956}{4.36 \times 400} = 16.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 16.95 \times 10^{-4} - \frac{518.02 \times 10^{-3}}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 4 \text{ cm}^2$

#### V.4.5.1.1 Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

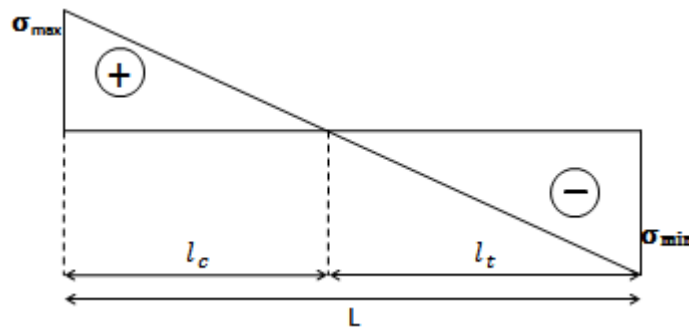


Figure V- 13. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{518.02 \times 10^{-3}}{4.5 \times 0.2} + \frac{1816.15 \times 10^{-3}}{1.51875} \times 2.25 = 3.27 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{518.02 \times 10^{-3}}{4.5 \times 0.2} - \frac{1816.15 \times 10^{-3}}{1.51875} \times 2.25 = -2.12 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailleur symétriquement.

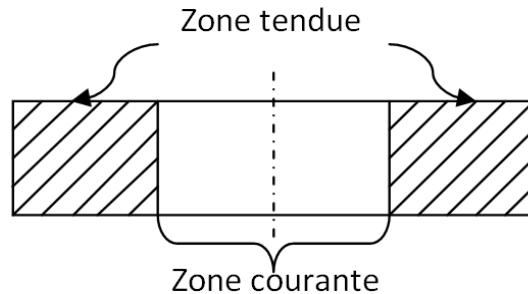


Figure V- 14. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.12 \times 4.5}{3.27 + 2.12} = 1.77 \text{ m} \\ l_c = 4.5 - 2 \times 1.77 = 0.96 \text{ m} \end{cases}$$

#### V.4.5.1.2 Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 177) = 7.08 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 96) = 1.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

#### V.4.5.1.3 Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 450) = 13.5 \text{ cm}^2$

#### V.4.5.1.4 Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

#### V.4.5.1.5 Armatures horizontales

Rôle des armatures verticales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 641.1 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.45} = 1.01 \text{ MPa}$$

#### V.4.5.1.6 Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1.01 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.126 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.261 \text{ cm}^2$$

**Tableau V- 16. Ferrailage du voile Vx1.**

Voile Vx1					
Section	Sous sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10
l(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	518,02	1855,84	1003,65	709,52	185,47
M(KN.m)	1816,15	1771,54	679,61	266,56	210,98
d (m)	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
V(KN)	641,1	693,71	449,62	230,61	115
$\tau$ (MPa)	1,01	1,45	0,94	0,48	0,24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4	0	0	0	0
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	13,5	10,125	10,125	10,125	10,125
$I$ (m <sup>4</sup> )	1,51875	1,1390625	1,1390625	1,1390625	1,1390625
$v$ (m)	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
$\sigma_1$ (MPa)	3,27	6,25	2,83	1,58	0,69
$\sigma_2$ (MPa)	-2,12	-0,75	0,14	0,52	-0,14
$l_t$ (m)	1,77	0,48	0	0	0,76
$l_c$ (m)	0,96	3,54	4,50	4,50	2,98
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7,08	1,45	0,00	0,00	2,28
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,92	5,30	6,75	6,75	4,47
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	12HA10+15HA8	27HA8	27HA8	27HA8	27HA8
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,261	1,364	0,884	0,453	0,226
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

**Tableau V- 17. Ferrailage de voile Vx2.**

Voile Vx2					
Section	Sous sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10
l(m)	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	572	1120,22	1248,69	740,82	199,96

M(KN.m)	1219,17	1079,36	348,06	195,99	191,26
d (m)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V(KN)	504	596,55	345,95	170,31	125,3
$\tau$ (MPa)	0,94	1,48	0,86	0,42	0,31
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,23	0	0	0	0
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	11,4	8,55	8,55	8,55	8,55
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,914533333	0,6859	0,6859	0,6859	0,6859
$v$ (m)	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
$\sigma_1$ (MPa)	3,29	4,96	3,15	1,84	0,88
$\sigma_2$ (MPa)	-1,78	-1,02	1,23	0,76	-0,18
$l_t$ (m)	1,34	0,65	0,00	0,00	0,64
$l_c$ (m)	1,12	2,5	3,8	3,8	2,52
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,36	1,95	0	0	1,92
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,24	3,75	5,7	5,7	3,78
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA12+19HA8	23HA23	23HA8	23HA8	23HA8
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,176	1,392	0,807	0,397	0,292
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V- 18. Ferrailage de voile Vx3.

Voile Vx3					
Section	Sous sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10
l(m)	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	149	438,01	326,47	203,56	46,35
M(KN.m)	109,66	60,13	52,86	39,2	27,1
d (m)	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
V(KN)	51,81	49,53	47,77	37,56	37,05
$\tau$ (MPa)	0,35	0,44	0,42	0,33	0,33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,76	0	0	0	0,048
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,3	2,475	2,475	2,475	2,475
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,022183333	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v$ (m)	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
$\sigma_1$ (MPa)	3,40	4,64	3,73	2,53	1,18
$\sigma_2$ (MPa)	-2,04	0,67	0,23	-0,06	-0,61

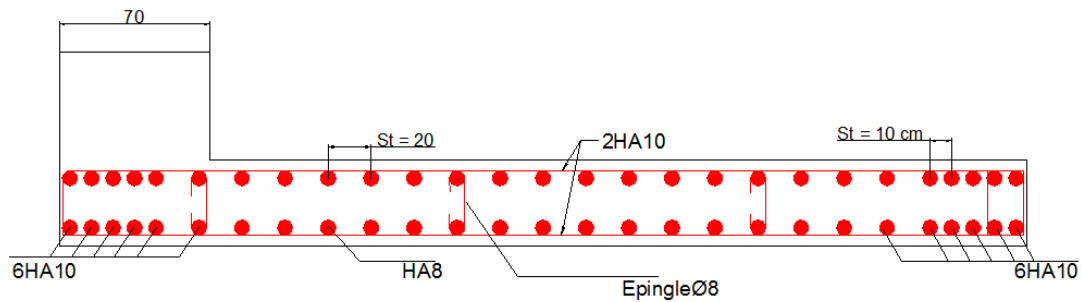
$l_t$ (m)	0,41	0	0	0,03	0,38
$l_c$ (m)	0,28	1,1	1,1	1,04	0,34
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,64	0	0	0,09	1,14
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,56	1,65	1,65	1,56	0,51
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	7HA10	7HA8	7HA8	7HA8	7HA10
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,43	0,41	0,40	0,31	0,31
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V- 19. Ferrailage de voile Vy1

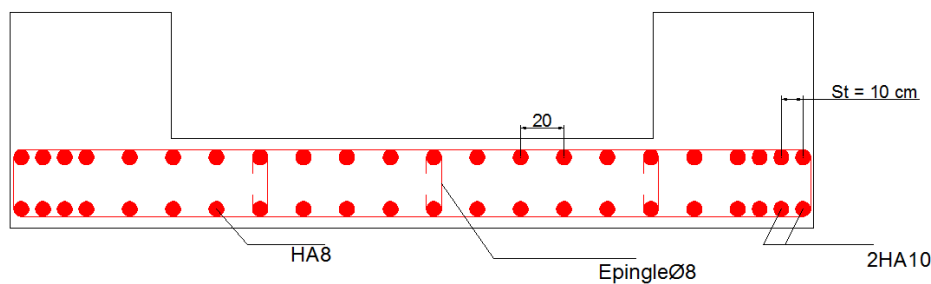
Voile Vy1					
Section	Sous sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9	Etage 10
l(m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	1045,7	2064,51	1082,11	749,3	281,04
M(KN.m)	1169,27	1025,39	334,76	1214,81	200,11
d (m)	3,65	3,65	3,65	3,65	3,65
V(KN)	485,88	554,46	354,2	488,62	131,63
$\tau$ (MPa)	0,93	1,42	0,91	1,25	0,34
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	11,1	8,325	8,325	8,325	8,325
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,844216667	0,6331625	0,6331625	0,6331625	0,6331625
$v$ (m)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
$\sigma_1$ (MPa)	3,98	6,72	2,93	4,90	1,09
$\sigma_2$ (MPa)	-1,15	0,72	0,97	-2,20	-0,08
$l_t$ (m)	0,83	0	0	1,15	0,25
$l_c$ (m)	2,04	3,7	3,7	1,4	3,2
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,32	0	0	3,45	0,75
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,08	5,55	5,55	2,1	4,8
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+18HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,16	1,33	0,85	1,17	0,32
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10	2HA8

### Exemple de ferrailage

Exemple de ferrailage du voile  $V_{x1}$



**Figure V- 15.** Ferrailage du voile  $V_{x1}$  au niveau du RDC et des sous-sols.



**Figure V- 16.** Ferrailage du voile  $V_{y1}$  au niveau du RDC et des sous-sols.

### V.5 Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

# Chapitre IV

## VI.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

## VI.2 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

## VI.3 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées ;
2. Les semelles filantes ;
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

## VI.4 Etude des fondations

### VI.4.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

### VI.4.2 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **SAP 2000 V14**.



$$N = 5639.037 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace  $\textcircled{2}$  dans l'équation  $\textcircled{1}$  on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{5639.037 \times 0.7}{200 \times 0.7}}$$

$$\Rightarrow A \geq 5.31 \text{ m}$$

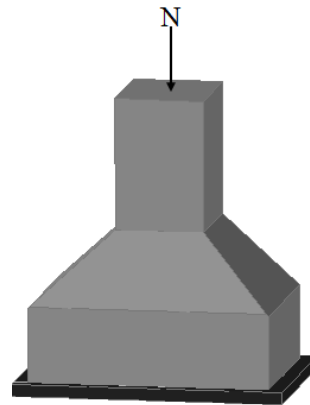


Figure VI. 1. Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.2 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**VI.4.3 Vérification de la semelle filante**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel SAP 2000/V14, pour tiré les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

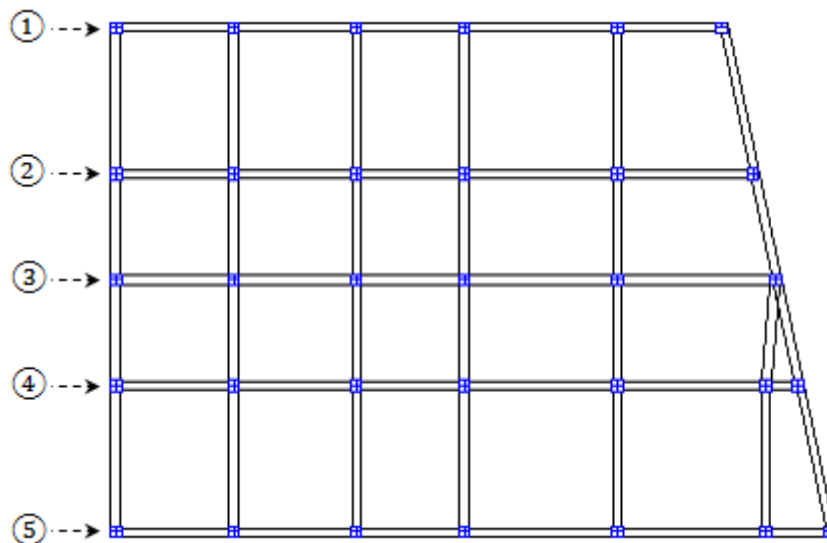


Figure VI. 2. Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI- 1.** Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	①	②	③	④	⑤
La somme des efforts total max	15753.636	18533.884	17791.07	14233.831	15648.238

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro ② est la plus sollicitée.

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

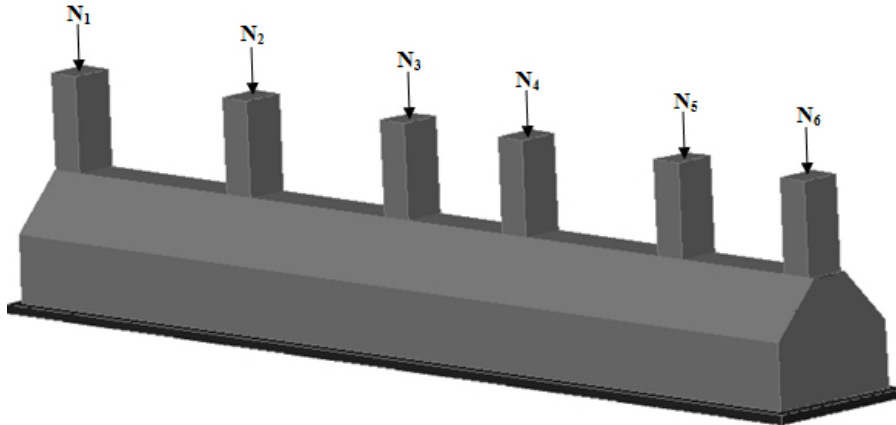


Figure VI. 3. Semelle filante.

$$\begin{cases} N_1 = 2440.598 \text{ KN} \\ N_2 = 2390.98 \text{ KN} \\ N_3 = 5540.22 \text{ KN} \\ N_4 = 5639.037 \text{ KN} \\ N_5 = 2153.178 \text{ KN} \\ N_6 = 369.871 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \sum_{i=1}^6 N_i = 18533.884 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données :  $L = 22.7 \text{ m}$  ;  $N = 18533.884 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{18533.884}{200 \times 22.7} \Rightarrow B \geq 4.08 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.7 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

#### VI.4.4 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

##### VI.4.4.1 Pré dimensionnement

###### VI.4.4.1.1 Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

$h_r$ : hauteur de la dalle.

$h_t$ : hauteur des nervures.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{max} = 5.52$  m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{552}{20} = 27.6 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{552}{10} = 55.2 \text{ cm} \end{cases}$$

#### VI.4.4.1.2 Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^7$  KN/m<sup>3</sup>).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

$b$  : largeur de la semelle.

$I$  : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.52)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 83 \text{ cm}$$

D'où :  $h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.85)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.58 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.52 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.58 = 5.62 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### VI.4.4.2 Calcul de la surface du radier :

On a :  $N = 64663.996$  KN

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{64663.996}{200} = 323.32 \text{ m}^2$$

On prend :  $S_{radier} = S_{batiment} = 407 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 85 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 407 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

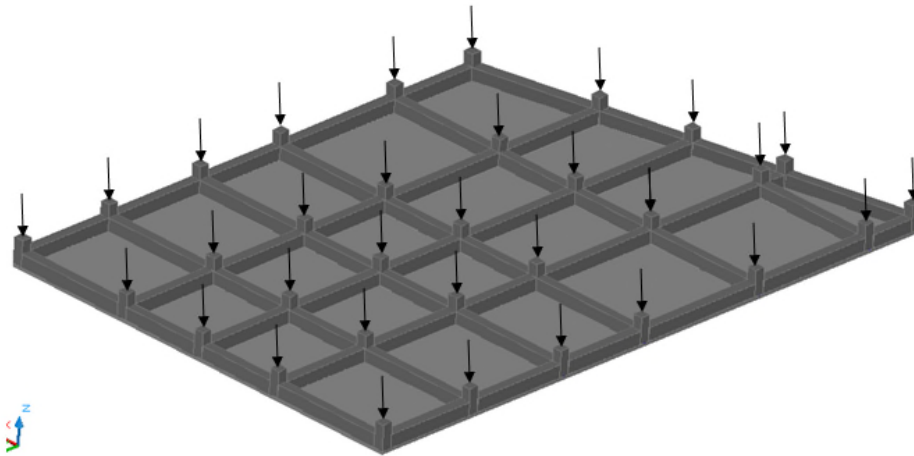


Figure VI. 4. Radier nervurer.

#### VI.4.4.3 Vérifications diverses :

##### VI.4.4.3.1 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 10483.005 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.59 \text{ m} \\ I_y = 18375.686 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 8.56 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts transmis au sol sont déterminé par ces deux méthodes :

#### ✓ Première méthode :

On calcul le point d'application de l'effort N puis on calcule l'excentricité par rapport au centre de gravité du radier.

On nomme  $X_t$  et  $Y_t$  la position de l'effort N avec :

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

**Calcul des excentricités :**

$$e_x = X_t - X_g \quad \text{et} \quad e_y = Y_t - Y_g$$

**Calcul des moments :**

$$M_x = N \times e_y \quad \text{et} \quad M_y = N \times e_x$$

Après calcul on a :

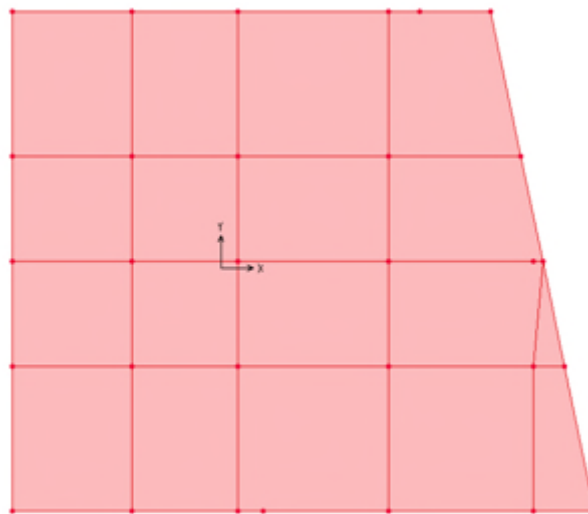
$$X_t = \frac{859699,14}{64663,997} = 13,29 \text{ m} ; Y_t = \frac{559663,21}{64663,997} = 8,65 \text{ m}$$

$$e_x = 13,29 - 11,59 = 1,7 \text{ m} ; e_y = 8,65 - 8,56 = 0,09 \text{ m}$$

$$M_x = 64.663997 \times 0,09 = 5,82 \text{ MN.m} ; M_y = 64.663997 \times 1,7 = 109,929 \text{ MN.m}$$

✓ **Deuxième méthode :**

Vu que le logiciel **SAP2000** va calculer les efforts par rapport aux axes globaux, la méthode consiste à faire coïncider les axes globaux par rapport aux axes de gravité du radier et extraire en suite les efforts à partir du **SAP2000** à la base de la structure.



**Figure VI. 5.** Schéma de la structure après décalage des axes globaux.

Les efforts extraits à partir du **SAP2000** sont :

$$M_x = 6,08 \text{ MN.m} ; M_y = 109,795 \text{ MN.m}$$

On remarque que les efforts sont relativement identiques.

**VI.4.4.3.2 Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

**Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{64.663996}{407} + \frac{5,82}{10483,005} \times 8,56 = 0,164 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{64.663996}{407} - \frac{5,82}{10483,005} \times 8,56 = 0,154 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.164 + 0.154}{4} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

**Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{64.663996}{407} + \frac{109.929}{18375.686} \times 11.59 = 0.228 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{64.663996}{407} - \frac{109.929}{18375.686} \times 11.59 = 0.089 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.228 + 0.089}{4} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

#### VI.4.4.3.3 Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{64663.996 \times 5.52}{2 \times 407} = 438.51 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{438.51 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.175 \text{ m}$$

On prend :  $d = 25 \text{ cm}$

#### VI.4.4.3.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : effort normale.

$h_t$  : hauteur total de radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impacte  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.85 = 1.55 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.85 = 1.55 \text{ m} \end{cases}$$

Soit :  $U_c = 6.2 \text{ m}^2$  et  $N_d = 5805.288 \text{ KN}$

$$N_d = 5.805288 \text{ MN} > 0.045 \times 6.2 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.9525 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

On remarque, qu'il y a risque de poinçonnement. Donc on doit augmenter la hauteur totale de la section.

On prend  $h_t = 0.95 \text{ m}$ .

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.95 = 1.65 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.95 = 1.65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.6 \text{ m}^2$$

$$N_d = 5.805288 \text{ MN} < 0.045 \times 6.6 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 6.13 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

#### VI.4.4.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.15$ ) ;

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ( $H = (3.96 \times 2) + 0.95 = 8.87 \text{ m}$ ) ;

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 407 \text{ m}^2$ ) ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$$N = 64663.996 \text{ KN} \geq 1.15 \times 8.87 \times 407 \times 10 = 41516.035 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### VI.4.4.3.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Sens X-X

$$e = \frac{109.929}{64.663997} = 1.7 < \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Sens Y-Y

$$e = \frac{5.82}{64.663997} = 0.09 < \frac{17.6}{4} = 4.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### VI.4.4.4 Ferrailage du radier

##### VI.4.4.4.1 Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ Calcul du poids de radier

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 407 = 3052.5 \text{ KN}$$

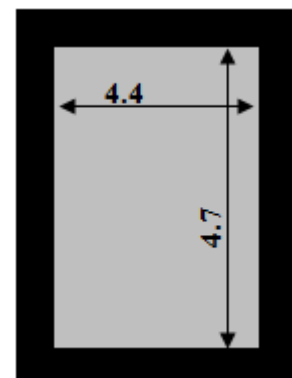


Figure VI. 6. Le panneau le plus sollicité.

## ✓ Calcul du poids de la nervure

$$P_{rad} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.7 \times 25 \times 0.95 \times 204.33$$

$$= 3396.99 \text{ KN}$$

Avec :

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 88583.382 \text{ KN} \\ N_{rad} = 3052.5 \text{ KN} \\ N_{ner} = 3396.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 97290.19 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{97290.19}{407} = 239.04 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 5.1 - 0.7 = 4.4 \text{ m} \\ l_y = 5.4 - 0.7 = 4.7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.4}{4.7} = 0.94 > 0.4$$

⇒ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

**VI.4.4.4.2 Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0419 \times 239.04 \times 4.4^2 = 193.91 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8661 \times 193.91 = 167.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 193.91 = 164.82 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 167.95 = 142.76 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 193.91 = -96.955 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$ .

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI- 2.** Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	164.82	21.53	2.472	21.99	7HA20	15
	y-y	142.76	17.82	2.4	18.10	9HA16	12
Appui		-96.955	11.61	2.472	12.06	6HA16	18



## ✓ Condition de non fragilité

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.94 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.472 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## VI.4.4.5 Vérifications à l'ELS

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 71113.486 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_s = \frac{71113.486}{407} = 174.73 \text{ KN/m}^2$$

## VI.4.4.5.1 Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a: } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 166.09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 150.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 141.177 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 128.291 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -83.045 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## VI.4.4.5.2 Vérification des contraintes

Tableau VI- 3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	141.177	9.961	107547.53	13,076 < 15	<i>vérifiée</i>	296,12 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	128.291	9.248	93730.74	12,658 < 15	<i>vérifiée</i>	323,4 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-83.045	7.872	69330.84	9,429 < 15	<i>vérifiée</i>	307,74 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI- 4. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	141.177	11.2	0.462	33.11	34.36	7HA25	15
	y-y	128.291	10.2	0.446	29.9	31.42	10HA20	10
Appui		-83.045	6.56	0.376	18.84	20.11	10HA16	10

## Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2.5h_r; 25\text{cm}) = 25\text{ cm}$$

#### VI.4.4.6 Schéma de ferrailage :

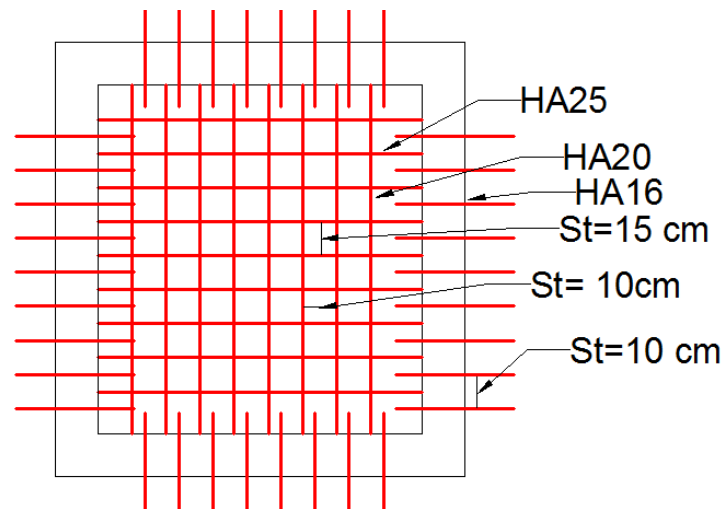


Figure VI. 7. Ferrailage du radier.

#### VI.4.4.7 Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

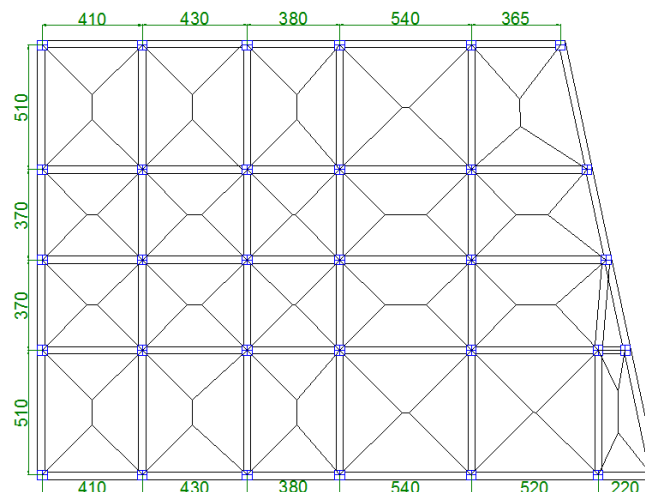


Figure VI. 8. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### VI.4.4.7.1 Méthode de calcul

##### ✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

**Cas d'une seule charge triangulaire par travée :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

**Remarque :** Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

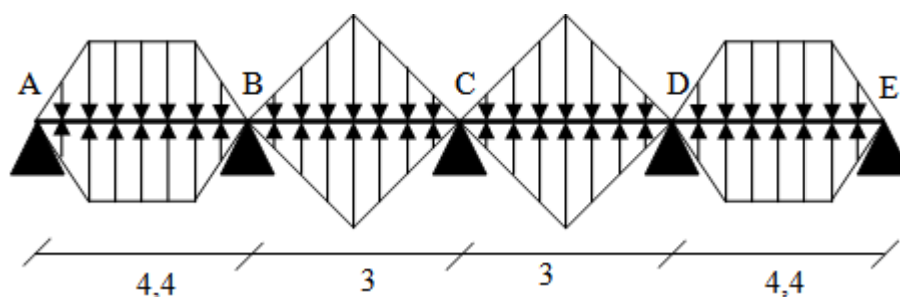
$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

#### VI.4.4.7.2 Calcul des sollicitations

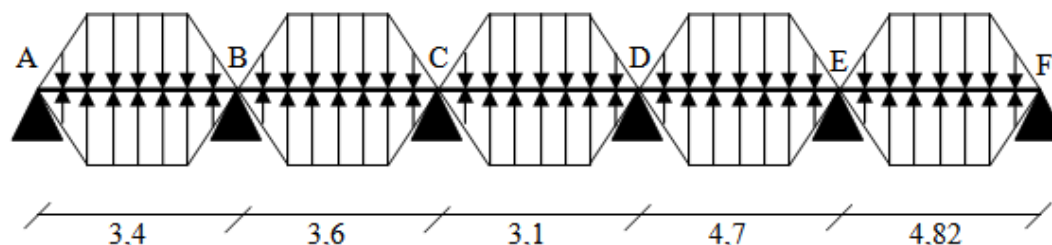
Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**



**Figure VI. 9.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y :**



**Figure VI. 10.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

#### VI.4.4.7.3 Calcul de chargement

**Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :**

On a :

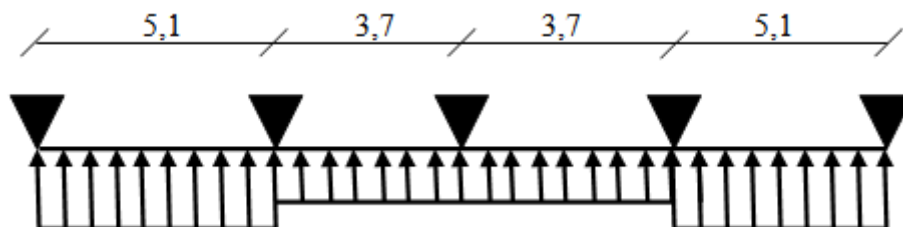
$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 97290.19 - 1.35 \times 3396.99 = 92704.257 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 71113.486 - 3396.99 = 67716.496 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{92704.257}{407} = 227.78 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{67716.496}{407} = 166.38 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

**Sens X-X :**



**Figure VI. 11.** Schéma statique de la nervure selon X-X.

**VI.4.4.7.4 Exemple de calcul :**

**Travée 1 :**

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{227.78}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(0.8)^2}{3} \right) \times 3.4 + \left( 1 - \frac{(0.84)^2}{3} \right) \times 3.6 \right] \\ q_m^s = \frac{166.38}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(0.8)^2}{3} \right) \times 3.4 + \left( 1 - \frac{(0.84)^2}{3} \right) \times 3.6 \right] \\ q_v = \frac{227.78}{2} \left[ \left( 1 - \frac{0.8}{2} \right) \times 3.4 + \left( 1 - \frac{0.84}{2} \right) \times 3.6 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 618.19 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 451.55 \text{ KN/m} \\ q_v = 470.14 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI- 5.** Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
$q_m^u$ (KN/m)	618.19	455,56	455,56	618.19
$q_m^s$ (KN/m)	451.55	332.76	332.76	451.55
$q_v$ (KN/m)	470.14	341,67	341,67	470.14

**Sens Y-Y :**

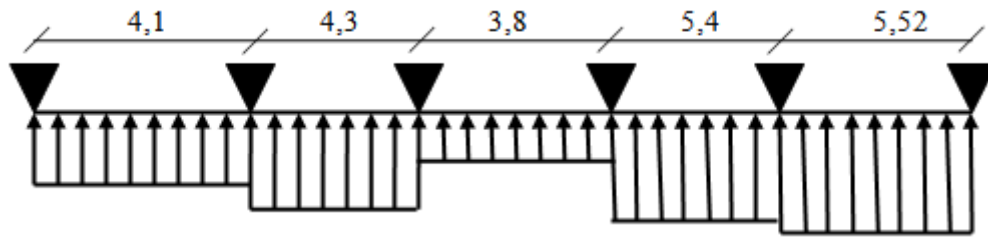


Figure VI. 12. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

Tableau VI- 6. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
$q_m^u$ (KN/m)	498,84	514,87	469,02	574,89	581,09
$q_m^s$ (KN/m)	364,37	376,09	342,59	419,93	424,45
$q_v$ (KN/m)	375,84	389,5	351,92	447,59	454,42

### Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.7 \times 0.95 \times 25 = 22.444 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 0.95 \times 25 = 16.625 \text{ KN/m}$$

### Sens X-X :

#### ✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI- 7. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée s	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	5.1	640.63	492.58	0	-1421.35	2.115	2022,24	1432,8	977.38	-1534,78
BC	3.7	478	364.11	-1421.35	-492.71	2.375	752.1	-73.16	1037.98	-309.22
CD	3.7	478	364.11	-492.71	-1421.35	1.325	752.1	-73.16	309.22	-1037.98
DE	5.1	640.63	492.58	-1421.35	0	2.985	1981.36	1404.05	1534.78	-977.38

## ✓ L'ELS

**Tableau VI- 8.** *Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.*

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	5.1	468.16	0	-1038.76	2.115	1477.87	1047.09
BC	3.7	349.39	-1038.76	-360.14	2.375	549.74	-53.42
CD	3.7	349.39	-360.14	-1038.76	1.325	549.74	-53.42
DE	5.1	468.16	-1038.76	0	2.985	1477.87	1047.09

## Sens Y-Y :

## ✓ A'ELU

**Tableau VI- 9.** *Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.*

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	4.1	521.28	398.28	0	-901.85	1.628	1048,92	690,82	596.51	-1036.43
BC	4.3	537.31	411.94	-901.85	-647.78	2.26	1238.61	470.29	944.76	-826.58
CD	3.8	491.46	374.36	-647.78	-990.49	1.716	878.77	76.23	621.09	-801.47
DE	5.4	597.33	470.03	-990.49	-1789.45	2.452	2158.9	805.62	1121.12	-1417.04
EF	5.52	603.53	476.86	-1789.45	0	3.297	2211.71	1491.07	1640.31	-991.95

## ✓ A'ELS

**Tableau VI- 10.** *Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.*

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	4.1	380.99	0	-659.15	1.628	766.63	504.9
BC	4.3	392.72	-659.15	-473.47	2.26	905.3	343.74
CD	3.8	359.22	-473.47	-723.92	1.717	642.38	55.75
DE	5.4	436.56	-723.92	-1642.74	2.31	1558.06	441.09
EF	5.52	607.64	-1642.74	0	3.25	2241.43	1565.88

**VI.4.4.7.5 Ferrailage des nervures**

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.95 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.7 \text{ m} ; d = 0.9 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.7}{2}; \frac{3}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.35; 0.3) = 0.3 \text{ m}$$

Donc : b = 1.3 m = 130 cm

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.4}{2}; \frac{2.95}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.2; 0.295) = 0.295 \text{ m}$$

Donc : b = 1.29 m = 129 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI- 11. Calcul des ferrailages.**

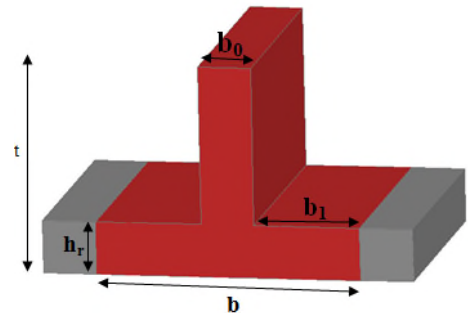
Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
x-x	travée	1432,8	48.44	14.13	48.7	9HA25 + 4HA12
	appui	-1421.35	50.42	7.61	51.77	12HA20 + 7HA16
y-y	travée	1491.07	50.41	14.02	51.77	12HA20 + 7HA16
	appui	-1789.45	65.09	7.61	65.47	8HA32 + 1HA12

**VI.4.4.7.6 Vérification nécessaires**

**VI.4.4.7.6.1 Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$



**Figure VI. 13. Schéma des nervures.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1534,78 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,9} = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1640,31 \times 10^{-3}}{1,29 \times 0,9} = 1,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

#### VI.4.4.7.6.2 Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{1534,78 \times \left( \frac{1,3 - 0,7}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,9 \times 0,3 \times 1,3} = 1,46 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1640,78 \times \left( \frac{1,29 - 0,7}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,9 \times 0,3 \times 1,29} = 1,54 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

#### VI.4.4.7.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI- 12. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	1047.09	26.419	3683601.93	7.51 < 15	<i>vérifiée</i>	271.1 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-1038.76	34.426	13577.54	7.74 < 15	<i>vérifiée</i>	265.85 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	1565.88	26.915	3815360.82	11.46 < 15	<i>vérifiée</i>	383.37 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-1642.74	37.902	3889942.32	16.01 > 15	N. <i>vérifiée</i>	330.02 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI- 13. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	1047.09	4	0.333	64.91	65.19	12HA25+2HA20
	appui	-1038.76	9	0.427	66.74	66.95	12HA25+4HA16
y-y	travée	1565.88	7	0.393	99.3	99.73	10HA32+4HA16
	appui	-1642.74	14	0.506	108.89	109.54	10HA32+6HA25

**Remarque :** après avoir augmenté la section des armatures à l'ELS la condition de la contrainte de compression au niveau de l'appui dans le sens y-y est vérifiée  $\sigma_{bc} = 13,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ , donc il n'est pas nécessaire d'augmenter la section du béton.

**Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$



$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 67.29 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (70 \times 95) = 13.3 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}20 + 2\text{HA}10 = 14.14 \text{ cm}^2$

### VI.4.4.7 Schémas de ferrailage

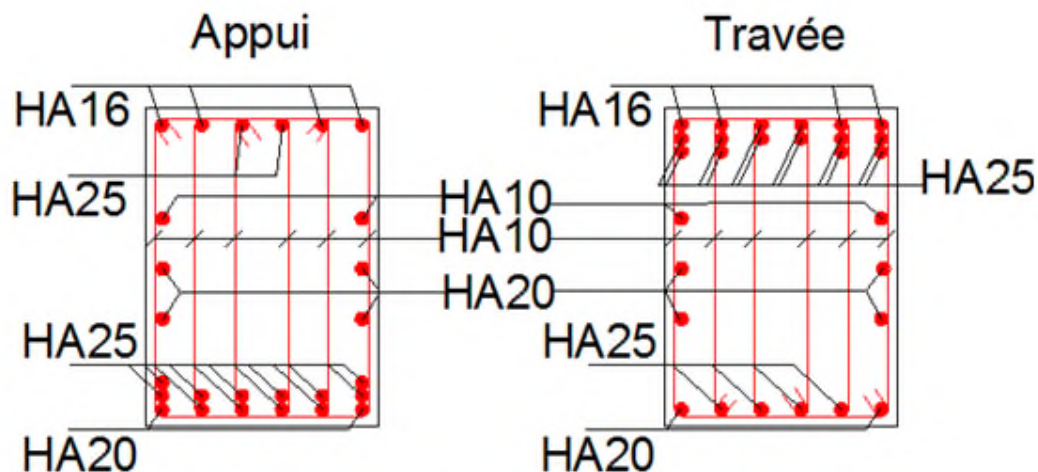


Figure VI. 14. Ferrailage des nervures sens X-X.

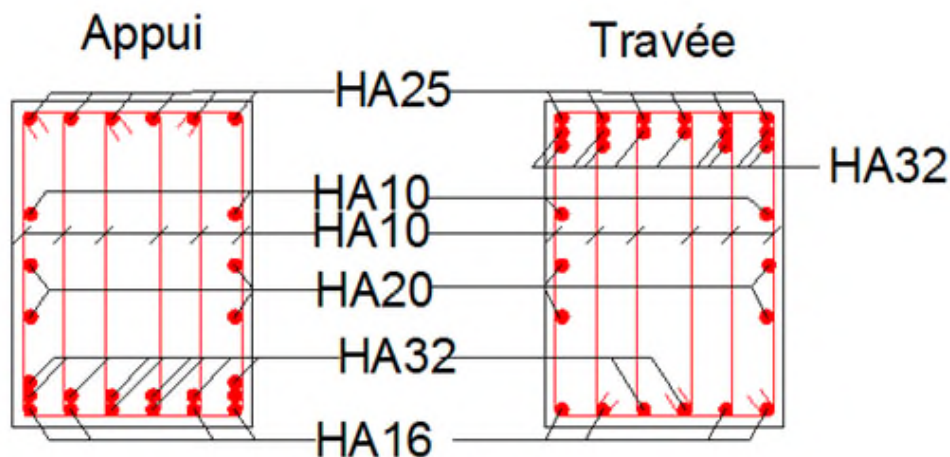


Figure VI. 15. Ferrailage des nervures sens y-y.

## VI.4.5 Etude de voile périphérique

### VI.4.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

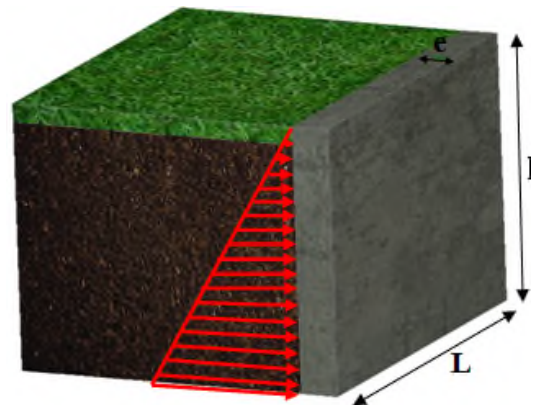
### VI.4.5.2 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 7.92 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4.7 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### VI.4.5.2.1 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.21 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 14^\circ \end{array} \right.$$

On a prévu un drainage c'est pour cela que la poussée hydrostatique est négligée.



**Figure VI. 16.** *Poussée des terres sur les voiles périphériques.*

#### VI.4.5.2.2 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 7.96 \times 19.5 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) - 2 \times 21 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow G = 61.93 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) - \frac{2 \times 21}{19.5 \times 7.96} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

### VI.4.5.3 Ferrailage du voile périphérique

#### VI.4.5.3.1.1 Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- ✓ **A'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.89 = 8.835 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 61.93 + 1.5 \times 5.89 = 92.441 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 92.441 + 8.835}{4} = 71.54 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 71.54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.58 \text{ m} \\ l_y = 4.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.58}{4.70} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

#### VI.4.5.3.1.2 Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0608 \times 71.54 \times 3.58^2 = 55.75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5274 \times 55.75 = 29.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### VI.4.5.3.1.3 Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 55.75 = 47.39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 29.4 = 24.99 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 55.75 = -27.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times e) \text{ m}^2$ .

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

**Tableau VI- 14.** Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Travées	X-X	47.39	0.115	0.153	0.16	8.51	2	8HA12 = 9.05
	Y-Y	24.99	0.061	0.166	0.16	4.49	2	4HA12 = 4.52
Appui		-27.88	0.068	0.088	0.16	5.01	2	5HA12 = 5.65

#### VI.4.5.3.1.4 Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI.4.5.3.1.5 Vérifications**

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.76 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.76) \times 100 \times 20 = 1.792 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**VI.4.5.3.1.6 Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{71.54 \times 3.58}{2} \times \frac{(4.70)^4}{(4.70)^4 + (3.58)^4} = 95.81 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{71.54 \times 4.70}{2} \times \frac{(3.58)^4}{(4.70)^4 + (3.58)^4} = 42.34 \text{ KN} \end{cases}$$

**VI.4.5.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{95.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ A P'ELS

**VI.4.5.3.1.8 Calcul des moments**

$$\text{On a : } \rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 61.93 + 5.89 = 67.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 5.89 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 67.82 + 5.89}{4} = 52.34 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 52.34 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Les moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0672 \times 52.34 \times 3.58^2 = 45.08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6580 \times 45.08 = 29.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 45.08 = 38.32 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 29.66 = 25.21 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 45.08 = -22.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

**Tableau VI- 15.** Vérification des contraintes à l'ELS.

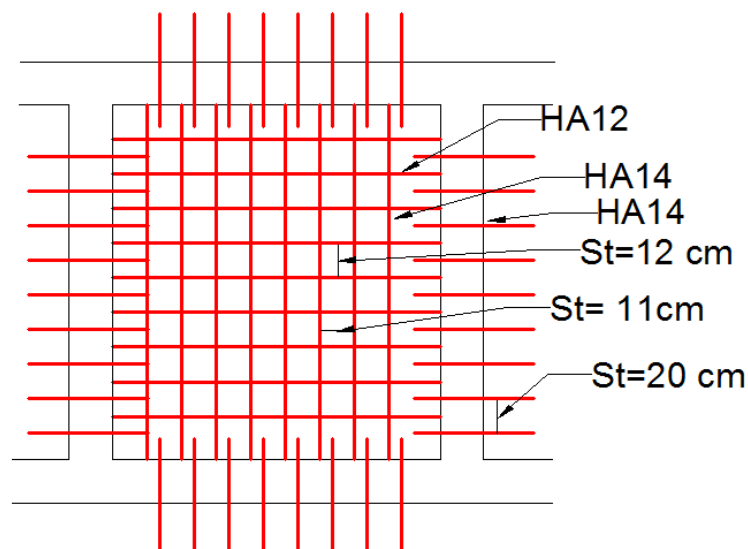
Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	38.32	5.571	23495.33	9.086 < 15	vérifiée	279.6 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	25.21	4.171	13577.54	7.744 < 15	vérifiée	357.3 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-22.54	4.587	16275.6	6.353 < 15	vérifiée	257.86 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**Tableau VI- 16.** Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	38.32	6.58	0.375	12.78	13.85	9HA14	11
	y-y	25.21	4.33	0.315	8.22	9.05	8HA12	12
Appui		-22.54	3.87	0.3	7.31	7.7	5HA14	20

#### VI.4.5.4 Ferrailage du voile périphérique

**Figure VI. 17.** Ferrailage du voile périphérique.

#### VI.5 Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.

- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos informations en se basant sur les documents techniques et même d'applications des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a élaborée, il convient de souligner ces constatations :

- ✓ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ✓ A fin d'avoir un modèle qui reflète en mieux le comportement de la structure il est indispensable de reproduire le plus possible celle-ci et de lui appliquer des chargements qui s'approchent des chargements réels.
- ✓ Pour aboutir à un comportement et des interactions adéquates, on doit passer par un travail laborieux et souvent itératif.
- ✓ Dans tout les cas, la conception est l'étape essentielle qui détermine le comportement sismique de l'ouvrage. Si les aspects parasismiques sont pris en compte dès les premiers stades de la conception d'un bâtiment, un comportement favorable peut être assuré sans surcoût notable. Les principes guidant une bonne conception parasismique sont les suivantes :
  - forme simple et compacte,
  - régularité et symétrie,
  - pas de changement brusque de résistance et de rigidité,
  - résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion.
- ✓ Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est dû essentiellement à l'interaction (voile-portique).
- ✓ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

En fin, lorsqu'il s'agit de concevoir un bâtiment, de nombreux maîtres d'ouvrages et architectes croient encore à tort qu'il suffit d'associer l'ingénieur civil à la fin du processus, en lui confiant le mandat consistant à «calculer» la structure porteuse pour résister aux séismes. Or cette démarche doit être qualifiée de mauvaise. Elle peut avoir de graves conséquences et occasionner des surcoûts importants. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les défauts de conception de la structure porteuse et les erreurs dans le choix des éléments non-porteurs, notamment des cloisons intérieures et des éléments de façade. C'est pourquoi la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur doit commencer dès les premiers coups de crayon! La démarche «en série» est notoirement mauvaise et inefficace. Il n'est pas du tout pertinent que l'architecte attende d'avoir élaboré un projet de structure porteuse et choisi les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade, avant de s'adresser à l'ingénieur pour lui confier le calcul et le dimensionnement de la structure porteuse. Il est tout aussi faux de commencer par concevoir la structure porteuse en fonction des seules charges verticales, puis de choisir les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade et enfin de compléter la structure pour qu'elle résiste aux actions sismiques. Il en résulte souvent un «bricolage» onéreux et insatisfaisant.

# Annexe



# Annexe 1

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 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  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

		$u/l_x$ $v/l_y$	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

### Annexe 3

Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



## VII. CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

Les résultats des investigations géotechniques réalisées dans le site de Oued Ghir, localité située à quelques kilomètres à l'Ouest de la ville de Béjaia, au profit de P.IMMO TALAKTRANE Moussa sise à Béjaia, permettent les conclusions essentielles suivantes :

✚ Le sous sol du site est constitué d'éboulis de pente et de remblais en surface, à des limons argileux marneux avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire par endroits, en profondeur.

✚ Les sols sous les éboulis et les remblais, sont compacts à très compacts, dont la capacité portante dépasse les 2 bars, par conséquent l'assise des fondations est à chercher dans cette couche gréseuse.

✚ Pour la réalisation de la plate forme devant accueillir les blocs, on préconise de :

Dépasser la couche d'éboulis et de remblais pouvant aller jusqu'à -3<sup>m</sup>.0 (max) de profondeur par rapport au niveau haut de la piste ouverte dans l'assiette (point P01). Au delà, on retrouve des sols de très bonne compacité, où la contrainte admissible est estimée à 2.0 bars.

Les caractéristiques mécaniques moyennes correspondant à la couche allant jusqu'à -3<sup>m</sup> de profondeur sont de  $C = 0.21$  bars et  $\phi = 14^\circ$ , et au delà (profondeur  $\geq 3^m$ ):  $C = 0.39$  bars et  $\phi = 24^\circ$ .

Par ailleurs, il est conseillé de :

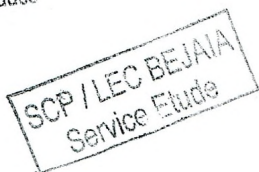
✓ Une meilleure stabilité et une verticalité invariable des blocs, nécessite la vérification de l'élancement dans le sol de l'ouvrage. Autrement dit, un ancrage min estimé à environ 1/10 de la hauteur de la construction.

✓ Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain.

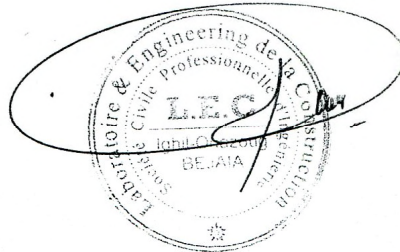
Béjaia, le 31.10.2013

L'ingénieur chargé de l'étude

Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG



Le Directeur



# Bibliographie

# Bibliographie

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C 2.331), règles de calcul des fondations superficielles, Edition CGS, Octobre 1991.
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR. E 2.4), travaux de maçonnerie de petits éléments, Edition CGS, Janvier 1997.
- ✓ BachmannH., *conception parasismique des bâtiments-principes de base à l'attention des ingénieurs*, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Berne, 2002.
- ✓ LestuzziP., BadouxM., *Génie parasismique conception et dimensionnement des bâtiments*, Université de romandes, presses polytechniques et universitaires, année, 2011.
- ✓ Betberder-MatibetJ., *Risques et aléas sismiques*, Paris, Lavoisier, 2003.
- ✓ LemaireM., *Faibilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique*, Paris, Lavoisier, 2005.
- ✓ CADAS., *les grands ouvrages de génie civil*, Paris, Lavoisier, 1995.
- ✓ PartM., *La modélisation*, Paris, Hermès, 1995.
- ✓ ThonierH., *conception et calcul des structures de bâtiment*, Tome 1&2, Paris, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1999.
- ✓ PaultreP., *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*, Paris, Lavoisier, 2005.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.
- ✓ Cours des années de spécialité (troisième année, Master I).

# Plans de la structure



# Planche de ferraillage