

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Université Abderrahmane Mira, Bejaia



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil

Option : matériaux et structures

Thème :
Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
« SS+RDC+09 étages » en contreventement mixte.

Présenté par :

HAMLAOUI Abdenacer

ROUANE Soufiane

Encadré par :

M^{me} GUETTAFI Nesrine

Soutenus le 23 juin 2016 devant les membres de jury :

- Présidente : M^{me} LAOUBI .
- Examineur : M^r MEZIANI Belkacem .

Promotion : 2015/2016

Remerciements

***Merci au bon dieu qui nous a donné le courage pour
finir ce travail.***

Nous remercions vivement notre promotrice :

M^{me} GUETTAFI Nesrine

***Les membres de Jury qui nous ont fait l'immense
honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.***

Nous remercions aussi M^s : BELEBCHOUCHE Cherif

Docteur à l'université de Constantine.

***Nous remercions aussi tous les enseignants du
département de génie civil et toute la promotion de 2016***

Tous qui nous bien aider pour réaliser ce travail.

HAMLAOUI Abdenacer

ROUANE Soufiane

Dédicace

À ma *mère* et mon *père* qu'ont donnés ses vies pour que je vive

Je dédié ce travail pour eux dire merci

À tous mes frères et ses petites familles

➤ Faycal et Kouda

➤ Nabil et Mounira

➤ Katib

➤ Salim et Samra

➤ Radhia et Mabrok

Mes neveux et mes nièces :

Youssra, Marwan, Chouaib, Aness, Obaida, Abdeljalil,

Anayis et Anouar

Mon binôme Soufiane

Tous mes amis surtout Samir, Abdelkader, Djamel, Imad, Nasro et Zino

NASRO

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

À ma *mère* et mon *père* qui ont donnés ses vies pour que je vive, et qui m'ont beaucoup aidé.

Je dédié ce travail pour eux dire merci.

À tous mes frères et ma sœur :

- Zaidi
- Lotfi
- Abderazek
- Anis
- Chaïma

Mon binôme Abdenacer et sa famille.

À mon oncle abdelhafid qui ma soutenue toute ma vie.

À Tous mes amis.

SOUFIANE

Tables des matières	page
Introduction générale.....	01
 Chapitre 01 : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux 	
1.1. Introduction	02
1.2. Description de l'ouvrage	02
1.3. Conception structurelle	02
1.4. Caractéristiques des matériaux.....	04
1.4.1. Béton.....	04
1.4.2. L'Acier	11
1.5. Réglementations et normes utilisés	15
 Chapitre 02 : Pré dimensionnement 	
2.1. Introduction.....	16
2.2. Pré dimensionnement de plancher	16
2.2.1. Plancher a corps creux	16
2.3. Pré dimensionnement des poutres	19
2.4. Pré dimensionnement des balcons	20
2.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	22
2.6. Pré dimensionnement des escaliers	22
2.7. Pré dimensionnement des voiles	24
2.8. Pré dimensionnement des poteaux.....	25
2.9. Evaluation des charges permanentes.....	26
2.9.1. Evaluation des charges pour le Plancher d'étage courant.....	26
2.9.2 Evaluation des charges pour le Plancher de la terrasse	27
2.9.3. Evaluation des charges pour une dalle pleine (étage courant)	28
2.9.4. Evaluation des charges pour une dalle pleine (terrasse)	28
2.9.5. Evaluation des charges du Mur intérieur	29
2.9.6. Evaluation des charges du. Mur extérieur	29
2.9.7. Evaluation des charges pour les escaliers	30
2.9.8. Evaluation des charges de balcon	31
2.9.9. Charge due à l'acrotère	32

2.10. Surcharge d'exploitation.....	32
2.11. Descente des charges	32
2.11.1. La descente de charge au poteau P(F7)	33
2.11.2. La descente de charge au poteau P(E7)	35
2.11.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	37
2.12. Conclusion	40

Chapitre 03 : Calcul des éléments secondaires

3.1. Introduction	41
3.2. Etude du plancher.....	41
3.2.1.calcul des sollicitations dans Les poutrelles des planchers	41
3.2.2. Ferrailage des poutrelles	59
3.2.3. Ferrailage de la dalle de compression	71
3.3.Etude des dalles pleines	73
3.3.1.Dalle pleine sur quatre appuis (étage courant)	73
3.3.2.Ferrailage de la dalle.....	74
3.3.3.Dalle pleine sur quatre appuis (terrasse inaccessible)	79
3.3.4.Ferrailage de la dalle.....	79
2.4.Calcul des balcon	84
2.5. Etude de l'escalier	90
3.6. Calcul de la poutre palière	96
3.7. Etude de l'acrotère	104
3.8. Etude de l'ascenseur	116

Chapitre 04 : étude sismique

4.1. Introduction	126
4.2. Définition d'un séisme	126
4.3. Les différents types de séismes	126
4.4. Les ondes sismiques	126
4.5. Quantification des séismes	127
4.6. Méthodes utilisable pour le calcul dynamique	127
4.6.1. Méthode statique équivalente	127

4.6.2. Méthode dynamique modale spectrale	128
4.7. Présentation du logiciel	129
4.8. Disposition des voiles	131
4.9. Spectre de réponse.....	131
4.10. Formes modales de la structure contreventée par des voiles	132
4.11. Conclusion	141

Chapitre 05 : Calcul des éléments porteurs

5.1. Introduction	142
5.2. Ferrailage des poteaux.....	142
5.2.1. Les combinaisons de calcul.....	142
5.2.2. Exigences et recommandation de ferrailage imposé par RPA99 V2003	142
5.2.3. calcul de Ferrailage longitudinal.....	144
5.2.4. calcul de Ferrailage transversal	147
5.2.5. Ferrailage transversal des nœuds.....	148
5.2.5. Vérifications des poteaux	149
5.3. Ferrailage des poutres.....	157
5.3.1. Les combinaisons de calcul.....	157
5.3.2. Condition de ferrailage	157
5.3.3. calcul du Ferrailage longitudinal.....	157
5.3.4. Vérification des poutres	160
5.4. Ferrailage des voiles.....	164
5.4.1. Prescriptions imposées par RPA99.....	165
5.4.2. Méthodes de calcul des voiles	165
5.4.3. Calcul du ferrailage des voiles	168
5.5. Calcul des voiles avec ouverture	175
5.5.1. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux.....	175
5.5.2. Ferrailage du linteau.....	176

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction.....	182
6.2. Choix et type de fondations.....	183

6.2.1 Vérification de la semelle isolée	183
6.2.2 Vérification de la semelle filante	183
6.3. Pré-dimensionnement du radier	185
6.3.1. Condition de coffrage	185
6.3.2. Condition de rigidité	185
6.3.3. Détermination de la surface minimale du radier	186
6.3.4. Vérification du radier	186
6.4. Ferrailage du radier.....	190
6.4.1. Ferrailage de la dalle de radier	190
6.4.2. Identification du panneau le plus sollicité	190
6.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU	192
6.4.4. Vérification au cisaillement	194
6.4.5. Vérification des contraintes à L'ELS	194
6.5. Ferrailage des nervures.....	197
6.5.1. Les charges revenant aux nervures.....	197
6.5.2. Calcul des sollicitations	197
6.5.3. Calcul du ferrailage	203
6.5.4. Vérification des contraintes à L'ELS	203
6.6. Voile périphérique	205
6.6.1. Etude du voile périphérique.....	205
Conclusion générale	211

Liste des figures	Page
Figure 01 : <i>Calcul de Module de déformation transversale.....</i>	8
Figure 02 : <i>Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations(ξ_{bc}) a l'ELU.....</i>	9
Figure 03 : <i>diagramme des contraintes dans la zone comprimée selon BAEL.....</i>	10
Figure 04 : <i>Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ξ_{bc}) a l'ELS.....</i>	11
Figure 05 : <i>la limite d'élasticité de l'acier</i>	12
Figure 06 : <i>Diagrammes contraintes – déformations a l'ELU.....</i>	13
Figure 07 : <i>Plancher en corps creux.....</i>	17
Figure 08 : <i>disposition des poutrelle</i>	17
Figure 08 : <i>Poutrelle en T.....</i>	18
Figure 09 : <i>Les sections transversales des poutres.....</i>	20
Figure 10 : <i>Détails chargement pour balcon.....</i>	22
Figure 11 : <i>Coupe verticale d'un acrotère.....</i>	22
Figure 12 : <i>Dimensions de l'escalier.....</i>	25
Figure 13 : <i>Compositions de plancher d'étage courant.....</i>	27
Figure 14 : <i>Compositions de plancher de terrasse.....</i>	28
Figure 15 : <i>compositions de mur intérieur.....</i>	29
Figure 16 : <i>compositions de mur extérieur.....</i>	30
Figure 17 : <i>surfaces afférentes des poteaux les plus sollicités.....</i>	33
Figure 18 : <i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....</i>	42
Figure 19 : <i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées</i>	43
Figure 20 : <i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....</i>	44
Figure 21 : <i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....</i>	44
Figure 22 : <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	72
Figure 23 : <i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine de terrasse</i>	83
Figure 24 : <i>Schéma statique pour les balcons.....</i>	83
Figure 25 : <i>Coupe de calcul de balcon.</i>	84
Figure 26 : <i>Diagramme des moment a l'ELU</i>	85
Figure 27 : <i>Diagramme des moment a l'ELS.....</i>	85
Figure 28 : <i>schéma de ferrailage du balcon.....</i>	89
Figure 29 : <i>schémas statique de l'escalier.....</i>	90

Figure 30 :	<i>schémas statique équivalente de l'escalier</i>	90
Figure 31 :	<i>schéma de ferrailage de l'escalier</i>	96
Figure 32 :	<i>Vue 3D pour la poutre palière</i>	97
Figure 33 :	<i>Schéma statique pour poutre palière</i>	98
Figure 34 :	<i>section de calcul de poutre palière</i>	99
Figure 35 :	<i>schémas de ferrailage de la poutre palière</i>	104
Figure 36 :	<i>Modélisation de l'acrotère</i>	105
Figure 37 :	<i>La section de calcul de l'acrotère</i>	108
Figure 38 :	<i>schémas de ferrailage de l'acrotère</i>	115
Figure 39 :	<i>cage de l'ascenseur</i>	117
Figure 40 :	<i>Schéma représentant la surface d'impact</i>	122
Figure 41 :	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur</i>	125
Figure 42 :	<i>Vérification de la régularité en plan</i>	128
Figure 43 :	<i>disposition des voiles</i>	132
Figure 44 :	<i>translation de premier mode (YZ)</i>	132
Figure 45 :	<i>translation de premier mode (XY)</i>	132
Figure 46 :	<i>translation de deuxième mode (XZ)</i>	133
Figure 47 :	<i>translation de deuxième mode (XY)</i>	133
Figure 48 :	<i>Ferrailage des zones nodales</i>	149
Figure 49 :	<i>schéma de ferrailage de poteau (65 * 70)cm²</i>	154
Figure 50 :	<i>schéma de ferrailage de poteau (60 * 65)cm²</i>	154
Figure 51 :	<i>schéma de ferrailage de poteau (55 * 60)cm²</i>	155
Figure 52 :	<i>schéma de ferrailage de poteau (50 * 55)cm²</i>	155
Figure 53 :	<i>schéma de ferrailage de poteau (45 * 55)cm²</i>	156
Figure 54 :	<i>schéma de ferrailage de poutre principale</i>	163
Figure 55 :	<i>schéma de ferrailage de secondaire</i>	163
Figure 56 :	<i>diagramme des contraintes de S. P. C</i>	167
Figure 57 :	<i>diagramme des contraintes de S. E. T</i>	167
Figure 58 :	<i>diagramme des contraintes de S. E. C</i>	167
Figure 59 :	<i>diagramme des contraintes dans le voile v_{x1}</i>	169
Figure 60 :	<i>schéma de ferrailage de voile pleine</i>	175

Figure 61 : <i>ferraillage du linteau selon RPA.</i>	176
Figure 62 : <i>schéma de ferraillage de voile avec ouverture.</i>	181
Figure 63 : <i>Présentation des semelles isolées</i>	183
Figure 64 : <i>Présentation des semelle filante</i>	183
Figure 65 : <i>Schéma de rupture de radier</i>	191
Figure 66 : <i>section de calcul de la dalle de radier</i>	192
Figure 67 : <i>schéma de ferraillage de la dalle de radier.</i>	196
Figure 68 : <i>schéma statique de nervure selon $x - x$</i>	197
Figure 69 : <i>schéma statique de nervure selon $y - y$</i>	198
Figure 70 : <i>Schéma statique équivalente selon $x - x$</i>	198
Figure 71 : <i>Schéma statique équivalente selon $y - y$</i>	199
Figure 72 : <i>Section de calcul de nervure.</i>	202
Figure 73 : <i>Schéma de ferraillage de la nervure dans le sens $x - x$</i>	204
Figure 74 : <i>Schéma de ferraillage de la nervure dans le sens $y - y$.</i>	204
Figure 75 : <i>Répartition des contraintes sur le voile</i>	206
Figure 76 : <i>Schéma de ferraillage du voile périphérique</i>	210

Liste des tableaux	page
Tableau 01 : <i>Classification selon la masse volumique (ρ)</i>	5
Tableau 02 : <i>Classification selon la consistance</i>	6
Tableau 03 : <i>Module de déformations</i>	8
Tableau 04 : <i>coefficient de sécurité γ du béton</i>	9
Tableau 05 : <i>valeur de θ en fonction de la durée d'application de l'action</i>	10
Tableau 06 : <i>Contrainte tangente limite ultime selon BAEL</i>	11
Tableau 07 : <i>Evaluation des charges permanente de plancher pour étage courant</i>	28
Tableau 08 : <i>Evaluation des charges permanente de plancher pour la terrasse</i>	28
Tableau 09 : <i>Evaluation des charges permanente pour la dalle pleine d'étage courant</i>	29
Tableau 10 : <i>Evaluation des charges permanente pour la dalle pleine de la terrasse</i>	29
Tableau 11 : <i>Evaluation des charges permanente pour le mur intérieur</i>	30
Tableau 12 : <i>Evaluation des charges permanente pour le mur extérieur</i>	30
Tableau 14 : <i>Evaluation des charges permanente pour le balcon</i>	32
Tableau 15 : <i>Descente de charge de poteau P (F7)</i>	34
Tableau 16 : <i>calcul de l'effort normal ultime pondéré au dernier niveau</i>	35
Tableau 17 : <i>Descente de charge de poteau P (E7)</i>	36
Tableau 18 : <i>calcul de l'effort normal ultime pondéré au dernier niveau</i>	37
Tableau 19 : <i>Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité</i>	40
Tableau 20 : <i>Charges sur les poutrelles</i>	47
Tableau 21 : <i>Charges sur les poutrelles pour type 3 (étage courant)</i>	48
Tableau 22 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 1 (terrasse inaccessible)</i>	56
Tableau 23 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 2 (terrasse inaccessible)</i>	56
Tableau 24 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 3 (terrasse inaccessible)</i>	57
Tableau 25 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 4 (terrasse inaccessible)</i>	57
Tableau 26 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 1(étage courant)</i>	57
Tableau 27 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 2(étage courant)</i>	58
Tableau 28 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 3(étage courant)</i>	58
Tableau 29 : <i>les sollicitations dans les poutrelles pour type 4(étage courant)</i>	58
Tableau 30 : <i>Les sollicitations maximales (plancher) utilisée dans le ferrailage</i>	59

Tableau 31 :	<i>Calcul des moments correspondants.....</i>	66
Tableau 32 :	<i>Le résumé des ferrailages de toutes les poutrelles.....</i>	69
Tableau 33 :	<i>Etat limite de compression de béton dans les poutrelles.....</i>	69
Tableau 34 :	<i>Vérification de la flèche pour les poutrelles.....</i>	69
Tableau 35 :	<i>Schémas de ferrailage des poutrelles.....</i>	71
Tableau 36 :	<i>résultats de ferrailage de la dalle pleine(étage courant)</i>	74
Tableau 37 :	<i>calculs des moments correspondant dans la dalle pleine (étage courant)</i>	77
Tableau 38 :	<i>vérification de la flèche de la dalle pleine (étage courant)</i>	78
Tableau 39 :	<i>résultats de ferrailage de la dalle pleine(terrasse)</i>	80
Tableau 40 :	<i>vérification de la flèche de la dalle pleine (terrasse)</i>	82
Tableau 41 :	<i>Sollicitations dans l'escalier</i>	91
Tableau 42 :	<i>vérification de la flèche dans l'escalier.....</i>	96
Tableau 43 :	<i>Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....</i>	118
Tableau 44 :	<i>Vérification de la section d'acier</i>	119
Tableau 45 :	<i>Vérification de l'effort tranchant.....</i>	119
Tableau 46 :	<i>Vérification des contraintes en travée (sens $x - x$)</i>	120
Tableau 47 :	<i>Vérification des contraintes en travée (sens $y - y$)</i>	120
Tableau 48 :	<i>Vérification des contraintes en appuis.....</i>	120
Tableau 49 :	<i>résumé de ferrailage de la dalle pleine de l' ascenseur.....</i>	122
Tableau 50 :	<i>Vérification de la section d'acier</i>	123
Tableau 51 :	<i>Vérification des contraintes</i>	124
Tableau 52 :	<i>calcul de facteur de qualité</i>	132
Tableau 53 :	<i>dimensions des voiles.....</i>	133
Tableau 54 :	<i>Mode propres et périodes.</i>	135
Tableau 55 :	<i>Justification de l'interaction voile – portique.....</i>	136
Tableau 56 :	<i>justification de l'interaction sous charges horizontales.....</i>	136
Tableau 57 :	<i>Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....</i>	138
Tableau 58 :	<i>Vérification de l'effort réduit.....</i>	139
Tableau 59 :	<i>calcul des déplacements</i>	140
Tableau 60 :	<i>Justification vis – à – vis de l'effet $P - \Delta$</i>	140
Tableau 61 :	<i>ferrailage minimale des poteaux selon RPA.....</i>	141

Tableau 62 :	<i>Sollicitation maximales dans les poteaux</i>	144
Tableau 63 :	<i>ferraillage longitudinale des poteaux</i>	147
Tableau 64 :	<i>ferraillage transversale des poteaux</i>	148
Tableau 65 :	<i>Vérification au flambement</i>	150
Tableau 66 :	<i>Vérification des contraintes normales à l'ELS</i>	151
Tableau 67 :	<i>Vérification au cisaillement</i>	152
Tableau 68 :	<i>moment résistant dans les poteaux</i>	153
Tableau 69 :	<i>Détermination des moments résistants dans les poutres</i>	153
Tableau 70 :	<i>Récapitulatif de ferraillage des poutres</i>	160
Tableau 71 :	<i>Vérification au cisaillement</i>	161
Tableau 72 :	<i>Vérification des contraintes à L'ELS</i>	162
Tableau 73 :	<i>Vérification de la flèche des poutres</i>	162
Tableau 74 :	<i>Sollicitation sur les différents niveaux pour le voile V_{x1}</i>	168
Tableau 75 :	<i>Résultats de ferraillage du voile V_{x1}</i>	172
Tableau 76 :	<i>Résultats de ferraillage du voile V_{x2}</i>	172
Tableau 77 :	<i>Résultats de ferraillage du voile V_{x4}</i>	173
Tableau 78 :	<i>Résultats de ferraillage du voile V_{x5}</i>	173
Tableau 79 :	<i>Résultats de ferraillage du voile V_{y2}</i>	174
Tableau 80 :	<i>Résultats de ferraillage du trumeau gauche V_{y1}</i>	178
Tableau 81 :	<i>Résultats de ferraillage du trumeau droite V_{y1}</i>	179
Tableau 82 :	<i>Résultats de ferraillage du linteau V_{y1}</i>	179
Tableau 83 :	<i>Résultats de ferraillage du trumeau gauche V_{x3}</i>	180
Tableau 84 :	<i>Résultats de ferraillage du trumeau droite V_{x3}</i>	180
Tableau 85 :	<i>Résultats de ferraillage du linteau V_{x3}</i>	180
Tableau 86 :	<i>Vérification des contraintes dans le radier</i>	189
Tableau 87 :	<i>Vérification au renversement de radier</i>	190
Tableau 88 :	<i>Calcul des moment dans le radier a l'ELU</i>	192
Tableau 89 :	<i>Calcul des moment dans le radier a l'ELS</i>	192
Tableau 90 :	<i>Résultats de ferraillage de la dalle de radier</i>	194
Tableau 91 :	<i>Vérification des contraintes dans la dalle de radier</i>	197
Tableau 92 :	<i>Revérification des contraintes dans la dalle de radier</i>	196

Tableau 93 :	<i>Les charges équivalentes dans les neirvures.....</i>	199
Tableau 94 :	<i>sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens longitudinale.....</i>	201
Tableau 95 :	<i>sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens transversale.....</i>	201
Tableau 96 :	<i>sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens longitudinale.....</i>	201
Tableau 97 :	<i>sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens transversale.....</i>	201
Tableau 98 :	<i>moments max pour ferrailage.....</i>	202
Tableau 99 :	<i>résultats de ferrailage des neirvures.....</i>	203
Tableau 100:	<i>Vérification des contraintes à L'ELS.....</i>	203
Tableau 101:	<i>résultats de ferrailages du voile périphérique..</i>	207
Tableau 102:	<i>Vérification des contraintes à L'ELS.....</i>	209
Tableau 103:	<i>revérification des contraintes à L'ELS.....</i>	209

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec sous sol utilise comme parking, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de six chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Robot 2011 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.



chapitre 01

présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

1.1. Introduction :

L'objectif de calcul d'une structure est d'assurer que son comportement demeurera compatible pendant toute la durée de sa vie. En fait il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience accumulée, de l'intuition acquise et éventuellement de l'invention de l'ingénieur.

Par ailleurs elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y a eu une structure n'est pas durable que les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répandent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs.

1.2. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier (un bâtiment R+9 étages + un sous-sol) à usage mixte (habitation, parking) dont le lieu d'implantation est la ville de EULMA wilaya de SETIF, cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- ❖ Un Rez-de-chaussée
- ❖ 9 étages à usage d'habitation
- ❖ Un sous-sol (parking)

Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc est de 30.6 m (sans l'acrotère)
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant est de 3,06 m
- Hauteur de sous-sol est 3.06 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale : $L=34.3$ (sens longitudinal)
- Largeur total : $L = 27,55$ m (sens transversal).

1.3. Conception structurelle :

a. Choix du contreventement :

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. D'après les conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, pour la hauteur dépasse (14 m), le contreventement de notre projet sera assuré par un contreventement mixte portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

b. Le plancher :

Concernant les planchers, on a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le cout de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérable).

c. Le remplissage :

Le cloisonnement de notre bâtiment se fait en briques creuses liés les uns aux autres par des joints de mortier traditionnels, on a deux types de mur, des murs extérieurs de 30cm d'épaisseur (pour assurer la sécurité d'incendie et l'étanchéité de la pluie et de la neige) et des murs intérieurs de 10cm d'épaisseur (pour la séparation entre les chambres).

d. L'acrotère :

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

e. Les escaliers :

Sont à doubles volées ou à trois volées préfabriquées prenant appuis sur béquilles des paliers (intermédiaires et d'arrivées).

f. Le coffrage :

Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique (coffrage tunnel), permet d'assurer un monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

1.4. Caractéristiques des matériaux

Le béton est aujourd'hui **le matériau de construction par excellence**. Environ 4 milliards de mètres cubes de béton sont utilisés tous les ans de par le monde pour la construction d'ouvrages de toutes natures, notamment de bâtiments, d'immeubles d'habitation, de ponts, de routes, de tunnels, d'aéroports, de barrages, de ports, de centrales thermiques et nucléaires et de plates-formes offshore.

Ce choix universel est fondé sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité, c'est-à-dire le bon comportement dans le temps face aux actions des charges et aux agressions physico-chimiques de l'environnement, constituent les principaux critères techniques. Les critères économiques sont évalués à partir de la disponibilité et du coût des matières premières, de la facilité d'emploi et du prix de revient du matériau en œuvre.

1.4.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et éventuellement d'adjuvants. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Les principaux composants du béton :

Le ciment :

Ce sont des liants hydrauliques, c'est-à-dire des matériaux ayant la propriété de faire la prise et de durcir en présence d'eau en restant insoluble dans l'eau. Lorsque l'eau entre en contact avec le ciment, une réaction chimique se produit : le ciment anhydre se combine avec l'eau pour donner un composé qu'on appelle ciment hydraté.

Les granulats :

On donnera le nom de granulats à un ensemble de grains inertes destinés à être agglomérés par un liant et à former un agrégat. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

Les sables les plus usuels sont celles qui ont les dimensions des grains entre **0** et **5mm**.

Les graviers les plus utilisés pour la confection du béton sont ceux provenant d'un gisement de matériaux sédimentaire. Les classes de gravier les plus utilisés dans la formulation du béton sont : **5/8, 8/15, 15/25 (mm)**.

Dans tout cas, il faut assurer la propreté des granulats (sable et gravier), pour avoir une bonne adhérence avec les cristaux hydratés du ciment.

L'eau de gâchage :

Leur rôle principal est l'hydratation des grains de ciment anhydre, il a une grande influence sur la résistance du béton ainsi la durabilité. L'eau doit être propre et ne contient pas d'impureté organique ou des sels. L'eau de robinet est acceptable toujours.

Les adjuvants :

Un adjuvant est un produit dont l'incorporation à faible quantité (inférieure à 5 % de la masse de ciment) aux bétons, mortiers ou coulis lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, ces adjuvants modifient le comportement rhéologique des bétons, provoquent les modifications recherchées de telle ou telle de leurs propriétés, à l'état frais ou durci. Ils se présentent sous forme de liquide, de poudre ou de paillettes. Les principaux adjuvants utilisés dans la formulation des bétons actuels sont : les fluidifiants, les retardateurs, accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air.

Classification du matériau béton :

On classe le béton selon plusieurs paramètres, dont les plus importants sont : la masse volumique, la résistance à la compression, la consistance.

Classification selon la masse volumique (ρ) :

On distingue les classes définies dans le **tableau (1)** suivant :

Tableau 1 : Classification selon la masse volumique (ρ)

Classes de béton	Masse volumique ρ en kg/m³
Béton extra lourd	$\rho \geq 2500$
Béton lourd	$1800 \leq \rho < 2500$
Béton légère	$500 \leq \rho < 1800$
Béton très légère	$\rho < 500$

Classification selon la résistance à la compression :

On distingue pour les ouvrages courants les classes de béton suivantes : B200, B250, B300, B350, B400, etc. On entend par B250, par exemple, un béton de résistance à la compression égale à 200 bars.

Classification selon la consistance :

Les classes de consistance du béton sont définies dans le **tableau (2)** suivant :

Tableau 2 : Classification selon la consistance

Classes de consistance	Affaissement au cône d'Abram (cm)
Ferme	0 à 4
Plastique	5 à 9
Très plastique	10 à 15
Fluide	> 16

Formulation du béton :

Il existe plusieurs méthodes pour la formulation du béton, parmi ces méthodes : Faury, Dreux-Gorisse, Bolomey, Féret, Joisel, Valetteetc.

Le béton utilisé dans la réalisation de notre projet est un béton ordinaire confectionné à partir du sable, gravier (8/15mm et 15/25mm), ciment CPJ CEM II/A 42,5MPa et l'eau de gâchage.

On a utilisé la méthode de Faury pour déterminer le dosage de chaque composant, après faire les calculs on a trouvé les valeurs ci-dessous :

- Ciment **350 kg/m³**
- Sable **801 kg/m³**
- Gravillon 8/15mm **445 kg/m³**
- Gravier 15/25mm **534kg/m³**
- L'eau **175 l.**

La densité théorique du béton est 2305kg/m³.

Caractéristiques physique et mécaniques du Béton :

La masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

La résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée **fc28**. Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique **fcj**. Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement on prend :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

La résistance à la compression se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre.

La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \text{ si } 60 < f_{cj} < 80 \text{ MPa, } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimées en MPa (ou N/mm}^2\text{).}$$

Module de déformations longitudinales du béton :

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau élastique isotrope. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} , a les valeurs :

Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS. L'article A.2.1,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation différée :

Les déformations différées du béton comprend le retrait et le fluage. L'article A.2.1,22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj}

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{2.5} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } 60 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{1.8} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } 60 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa, avec fumée de silice}$$

Tableau 3 : Module de déformations

f_{c28}	E_{ij}	E_{vj}
25	32160	10820
30	34180	11500
40	37620	12650
60	43060	17220
80	47400	18960

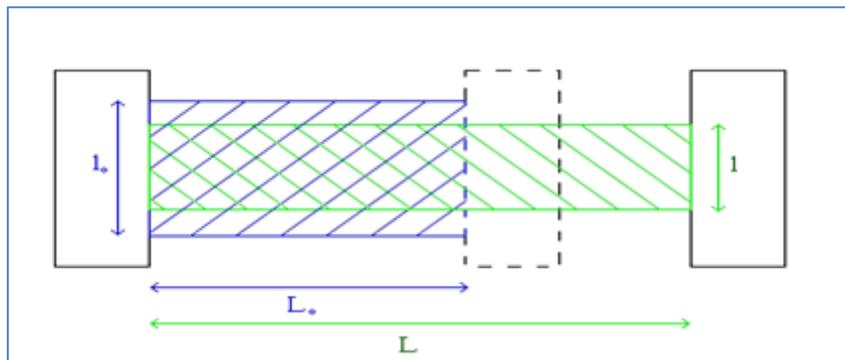
Module de déformation transversale :

le module de cisaillement, aussi appelé module de glissement, module de Coulomb ou second coefficient de Lamé, est une grandeur physique propre à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement. Il est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par l'expression. La formule utilisée dans le cas de matériaux isotropes est la suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec ν le **coefficient de poisson** (article A.2.1.3 du BAEL). Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

$$\nu = \frac{\text{contraction transversale unitaire}}{\text{allongement unitaire}} = \frac{(l_0 - l)/l_0}{(L - L_0)/L_0}$$

**Figure 1** : Calcul de Module de déformation transversale

Diagrammes contraintes – déformations : Article A.4.3,4 du BAEL :

. Aux états limites ultimes :

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ξ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "parabole- rectangle". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions :

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton, f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression, f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours et ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

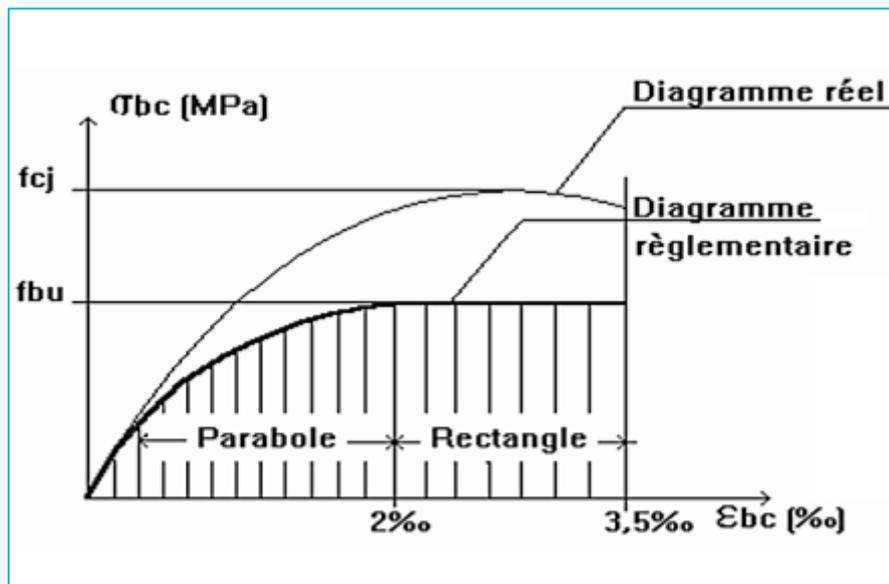


Figure 2 : Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations(ξ_{bc}) a l'ELU

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ : est un coefficient de sécurité, qui tient compte d'éventuels défauts localisés, sa valeur donnée dans le tableau :

Tableau 4 : coefficient de sécurité γ du béton.

γ	Cas
$\gamma= 1.5$	dans le cas général pour les combinaisons fondamentales.
$\gamma= 1.15$	pour les combinaisons accidentelles

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée, sa valeur donnée dans le tableau suivant :

Tableau 5 : valeur de θ en fonction de la durée d'application de l'action

θ	Cas
$\theta = 1$	Dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est supérieure à 24 heures
$\theta = 0,9$	Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
$\theta = 0,85$	Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.42 du BAEL).

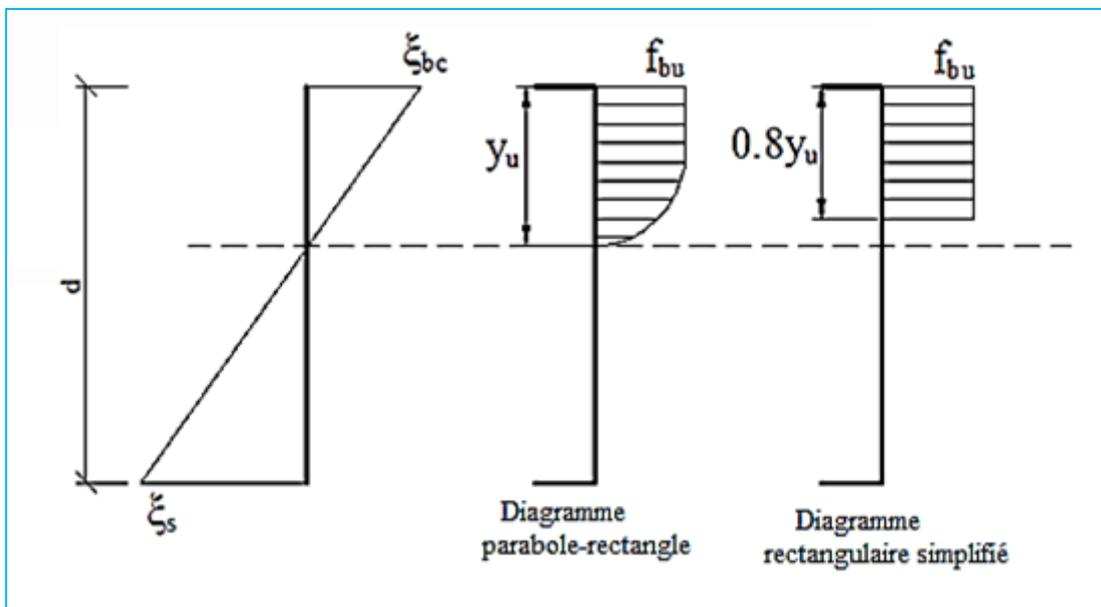


Figure 3 : diagramme des contraintes dans la zone comprimée selon BAEL

. Aux états limites de services :

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6 f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut être assimilé à une droite.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

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

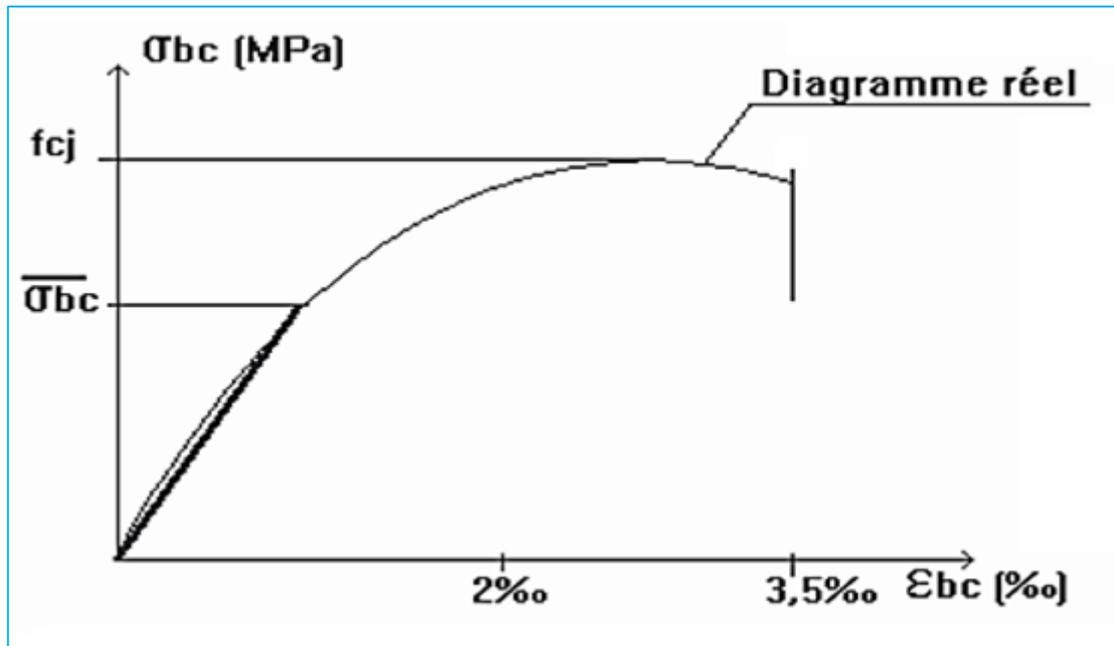


Figure 4 : Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ξ_{bc}) à l'ELS

Contrainte tangente limite ultime : Art (A-5-1.2) :

La contrainte de cisaillement est donnée dans le tableau :

Tableau 6 : Contrainte tangente limite ultime selon BAEL.

Cas	Etat de fissuration	Contraintes limites de cisaillement (MPa)
Cas de l'armature Transversale droit $\alpha = 90^\circ$	Fissuration non préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$
	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$
Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$	Quelque soit la fissuration	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27 f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$

1.4.2.L'Acier :

Caractère mécanique :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à: $E_s = 200\ 000\ Mpa$, le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante, tant pour la compression que pour la traction.

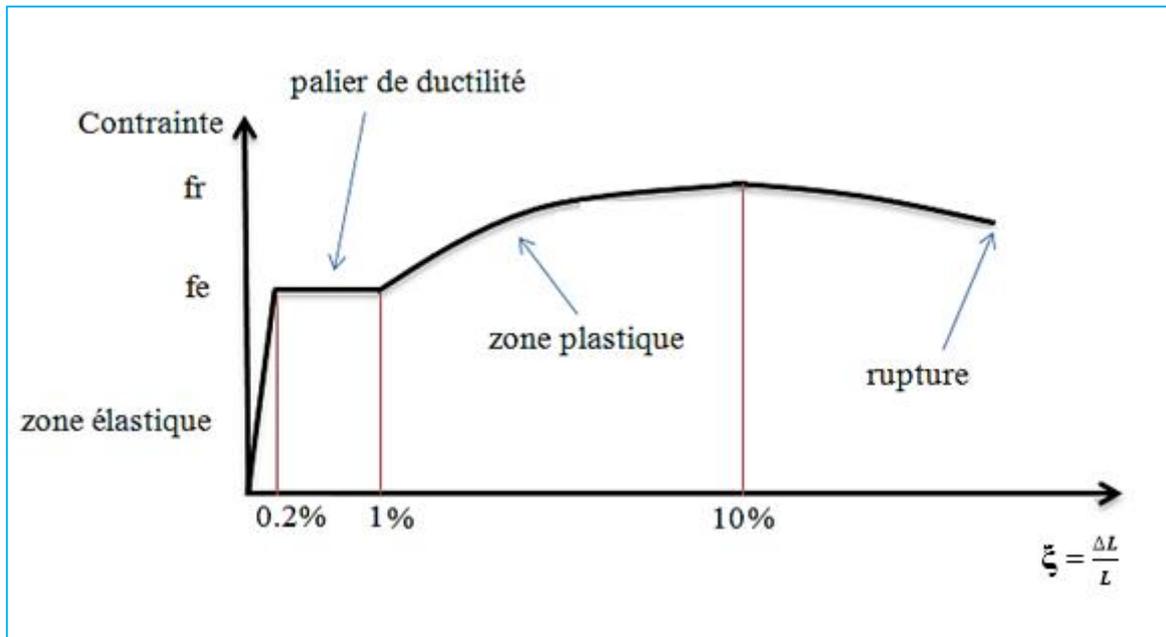


Figure 5 : la limite d'élasticité de l'acier

Classification des aciers pour le béton armé :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de $78,5 \text{ kN/m}^3$. Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre le diamètre nominal. On remarquera que, si pour les ronds lisses, le diamètre nominal et le diamètre réel sont égaux, il n'en est pas de même pour les armatures à haute adhérence. Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

• Les ronds lisses : Symbole Φ ou RL

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

• Les armatures à haute adhérence : Symbole HA

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

Diagrammes contraintes - déformations à l'ELU :

Le diagramme contraintes (σ_s) déformations (ξ_s) à considérer en application de l'article A.2.2.2 diagramme contrainte déformation est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.

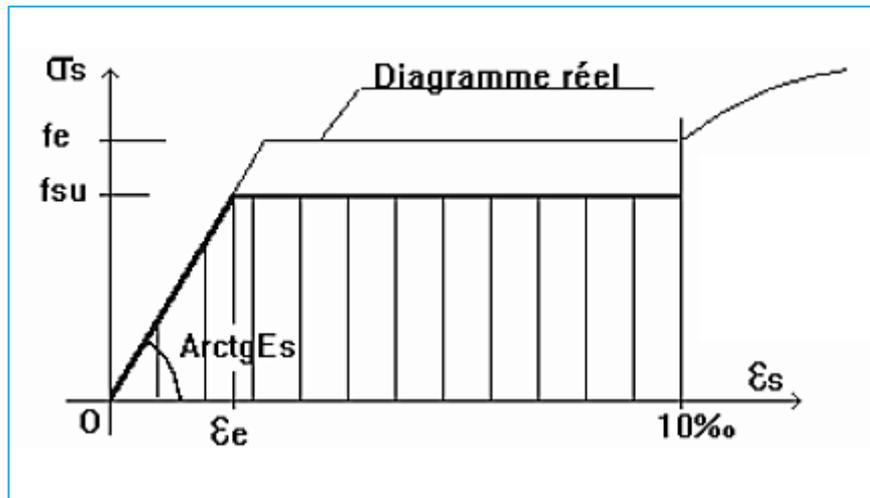


Figure 6 : Diagrammes contraintes – déformations à l'ELU

f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \gamma_s = 1,15 \text{ ou } 1 \text{ pour les combinaisons accidentelles (article A.4.3, 2).}$$

$$\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ Soit pour un acier FeE400. } f_{su} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa.}$$

Contraintes admissibles en ELS

On distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable :

C'est le cas d'ouvrages situés en milieu peu agressif. Le BAEL83 précisait qu'il s'agissait d'éléments situés dans des locaux clos et couverts, non soumis à des condensations. Dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée sur les aciers si ce n'est qu'il conviendra dans la mesure du possible:

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses,
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries,
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.
- dans ce cas la vérification à l'ELU est suffisante.

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ MPa. Avec :}$

f_e = limite d'élasticité des aciers utilisés (MPa)

f_{tj} = résistance caractéristique en traction du béton (MPa)

η = coefficient de fissuration = 1 pour les RL.(Rond lisse)

= 1,6 pour les HA. (Haute adhérence)

= 1,3 pour les TSHA. (Treillis soudé Haute adhérence).

Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ MPa.}$ Les notations sont les mêmes que précédemment.

Actions et sollicitations :

Nature des actions :

Actions permanentes :

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage....).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

Actions variables:

- Charge d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

Actions accidentelles :

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séisme " E ", explosions, chocs et les incendies .

Les sollicitations :

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle; elles sont exprimées sous la forme des

grandeurs de la résistance des matériaux qui vont permettre d'effectuer les justifications prévues par le règlement. Ce sont : le moment fléchissant (**M**), l'effort normale (**N**), l'effort tranchant (**V**), etc.

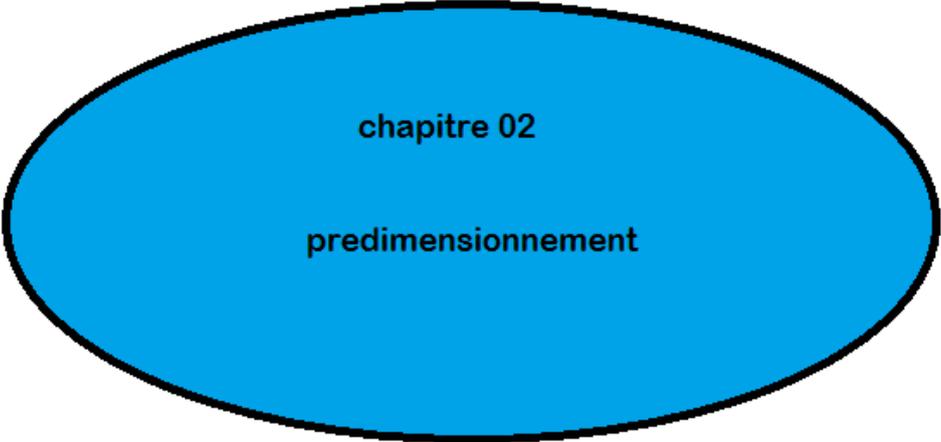
Combinaisons d'actions données par le RPA99 V2003 :

- **situations durables:** $\begin{cases} ELU: 1.35 * G + 1.5 * Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$
- **situations accidentelles:** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 * E \text{ pour les structures autostables,} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

1.5. Réglementations et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code de Béton Armé)
- Le RPA99 révisée en 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL91 (Béton Armé aux Etats limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire charges et surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règle de Calculs des Fondations Superficielles).



chapitre 02

predimensionnement

2.1. Introduction

Une fois la conception est faite, c'est à dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer leurs dimensions. Chaque élément doit être dimensionné, vis à vis des conditions de résistance et de déformation .

Notions sur les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présente le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ *Les charges permanentes :*

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés

➤ *Les charges d'exploitation :*

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale ."

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

2.2. Pré dimensionnement de plancher :

2.2.1. Plancher a corps creux :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2 ou plusieurs appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante:

$$ht \geq L/22.5$$

avec :

ht : hauteur totale du plancher.

L : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$$L = 5.4 - 0.6 = 4.8 \text{ m}$$

$$ht \geq 480 / 22.5 = 21.33 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle (20+4) cm.

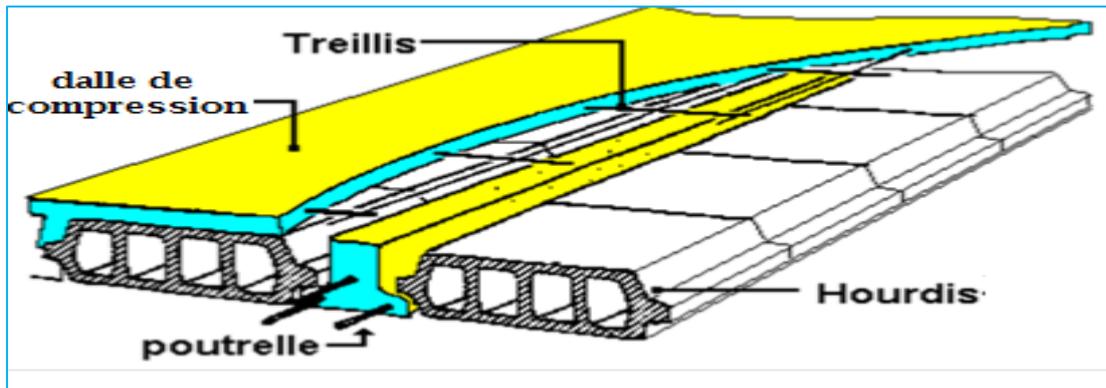


Figure 07: Plancher en corps creux

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu :

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

Condition vérifiée

b) Isolation phonique:

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. *Condition vérifiée*

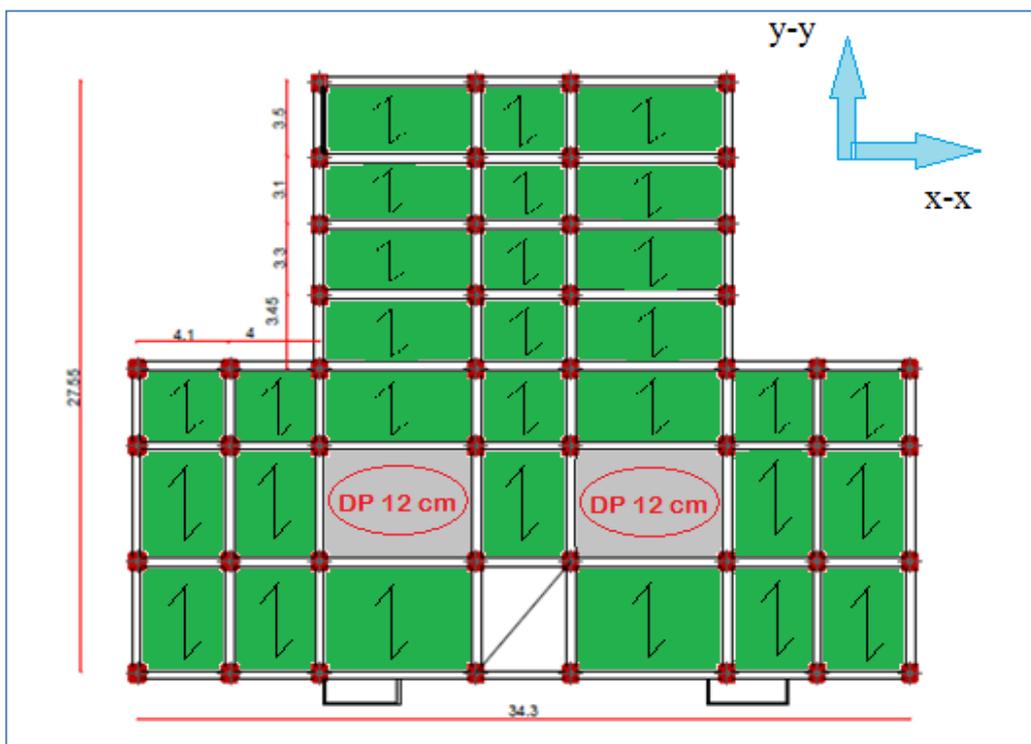
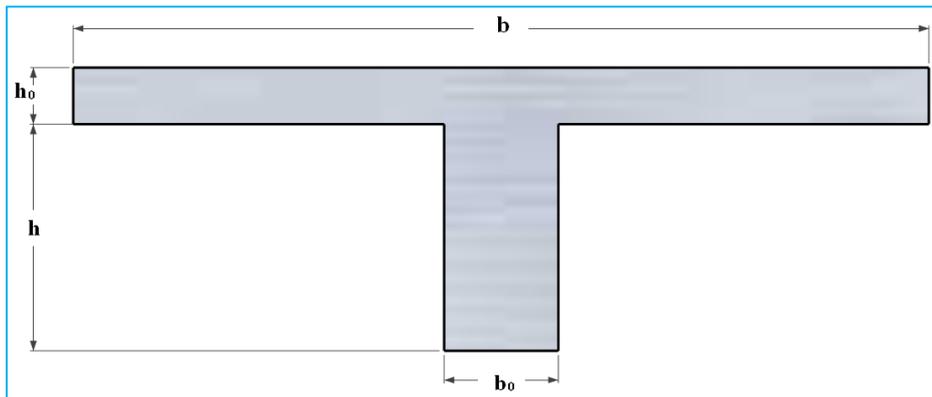


Figure 08: disposition des poutrelles

Pré dimensionnement des poutrelles :**Figure 08:** Poutrelle en T

Selon les règles BAEL : $0,3 ht < b_0 < 0,8 ht$

e : épaisseur totale de la dalle.

Donc $7,2\text{cm} \leq b_0 \leq 19,2 \text{ cm}$. Pour des raisons constructives on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 20cm et une longueur de 55 cm.

Détermination la largeur de la table de compression:

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

$$\text{Avec : } b = 2b_1 + b_0$$

Selon le BAEL 91 :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_0/2) = (b - b_0) / 2 = 27.5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq L / 10 = 510 / 10 = 51.0 \text{ cm.} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } b = 10 + 55 = 65 \text{ cm}$$

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

- $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- $b = 65 \text{ cm}$.
- $ht = 24 \text{ cm}$.
- $b_0 = 10 \text{ cm}$.

2.2.2. Les dalles pleines

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

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

a) critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

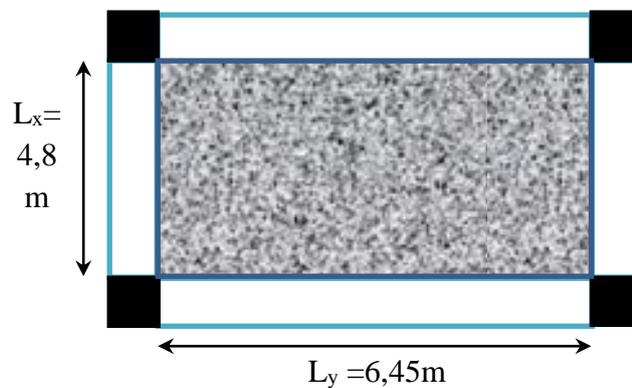
$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

b) Critère de coupe feu :

$$e \geq 7cm \quad \text{Pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11cm \quad \text{Pour deux heures de coupe feu.}$$

La dalle pleine du plancher a coté de la cage d'ascenseur sera pré dimensionné comme un panneau sur 04 appuis.



Donc, on aura

$$\frac{480}{45} \leq e \leq \frac{480}{40} \Rightarrow 10.66 \text{ cm} \leq e \leq 12 \text{ cm}$$

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

2.3. Pré dimensionnement des poutres :

En ce qui concerne les poutres, il est préférable de prévoir des poutres plutôt hautes car elles sont plus économiques, plus facile à ferrailer et à bétonner tout en respectant les critères architecturaux. Il est aussi conseillé d'assurer au maximum que possible la continuité des poutres pour minimiser le ferrailage utilisé.

Soient :

L : longueur de la portée maximale de la grande travée .

h : hauteur de la poutre .

b : largeur d'une section rectangulaire

Pour leur pré dimensionnement, à appliquer la formule suivante:

$$L/10 \geq h \geq L/15$$

-Pour les poutres principales (sens x-x) $L_{max} = 6,95 - 0,4 = 6,55m$.

$0,655 m \geq h \geq 0,43 m$ On prend $h=45cm$ et $b=35cm$.

-Pour les poutres secondaires (sens y-y) $L_{max} = 5,4 - 0,4 = 5 m$.

$0,5 m \geq h \geq 0,33m$ On prend $h= 35 cm$ et $b=35 cm$.

Les sections transversales de nos poutres sont schématisées dans la figure ci- dessous :

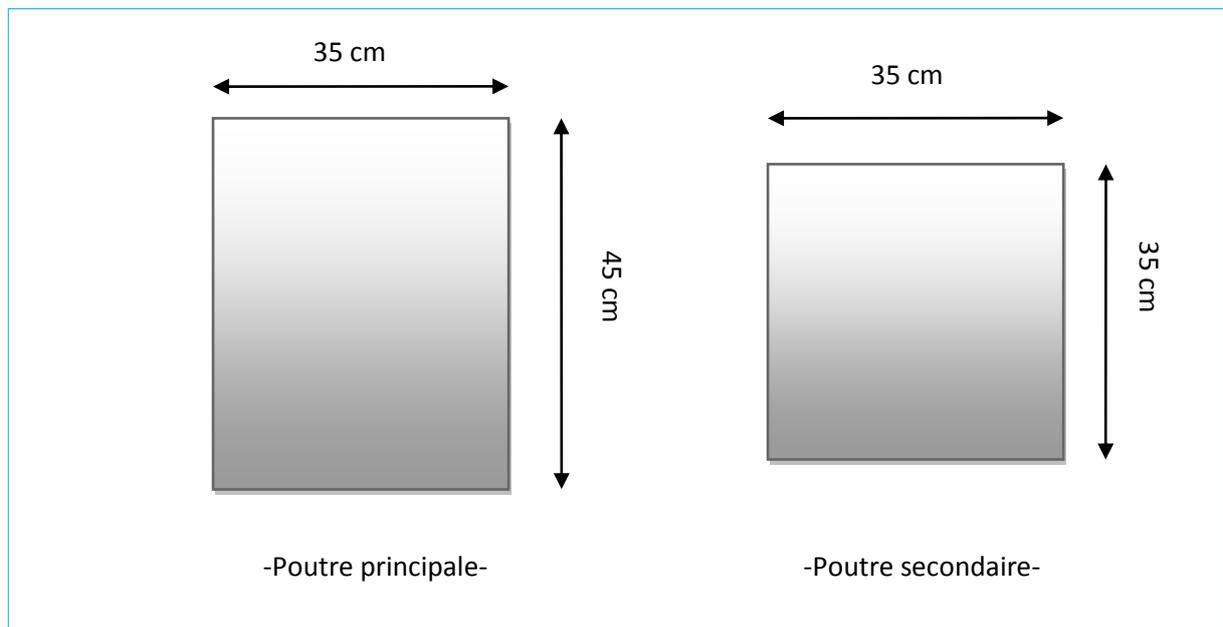


Figure 09: Les sections transversales des poutres

Vérification des dimensions de la section selon les règles RPA99 v2003 :

Suivant l'article 7.5.1 des règles RPA99 v2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées

➤ Pour les poutres principales:

$b = 35 cm > 20cm$. **Condition vérifiée.**

$h = 45 cm > 30cm$. **Condition vérifiée.**

$h/b = 45/35 = 1,28 < 4$. **Condition vérifiée.**

➤ Pour les poutres secondaires:

$b = 35 cm \geq 20cm$. **Condition vérifiée.**

$h = 35 cm \geq 30cm$. **Condition vérifiée.**

$h/b = 1 \leq 4$. **Condition vérifiée.**

Donc les sections adoptées passent vis-à-vis les conditions imposées par les RPA.

2.4. Pré dimensionnement des balcons :

L'estimation de l'épaisseur de balcon se fait par la condition suivante :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui}$$

$L = 120 \text{ cm}$. Donc $e \geq 120 / 20 \rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$ donc on adopte $e = 15 \text{ cm}$

Vérification de la flèche :

Suivant les règles B.A.E.L 91 mod99 (chapitre 11.2), les flèches admissible pour les éléments supports en console :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \quad \text{si : } L \leq 2m$$

Avec : L : la portée de console. On a $L = 120 \text{ cm}$

Donc la flèche admissible égale à : $\bar{f} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ cm}$.

Pour vérifier la flèche, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ Kn/ml}$

La charge à l'ELS : $q = G + Q = 5.53 + 3.5 = 9.03 \text{ KN/ml}$

La déformation verticale maximale que peut subir la console à l'extrémité, est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5 q L^4}{384 E I}$$

$$\begin{cases} E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} = 3216.42 \text{ KN/cm}^2 . \\ I = \frac{b e^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4. \end{cases}$$

$$f_{max} = \frac{5 q L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 9.03 \times 120^4}{384 \times 3216.42 \times 28125} = 0.26 \text{ cm}$$

$0.26 \text{ cm} \leq 0.48 \text{ cm} \rightarrow f_{max} \leq \bar{f}$ **condition vérifiée.**

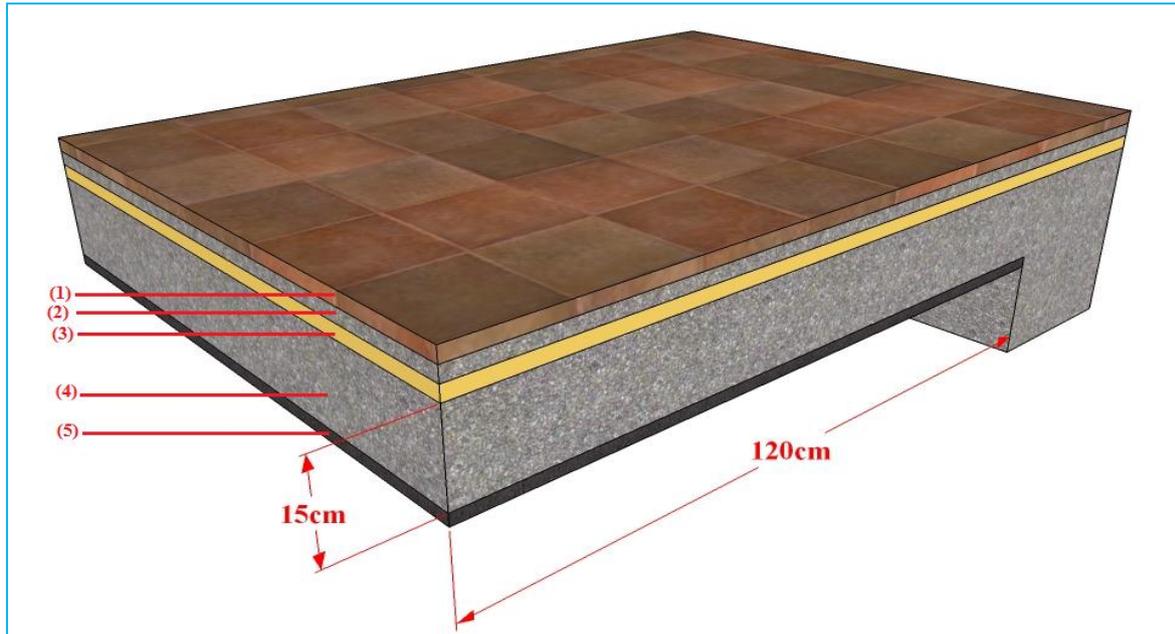


Figure 10: Détails chargement pour balcon

2.5. Pré dimensionnement de l’acrotère :

Un mur acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d’étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L’acrotère du présent projet, s’aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante :

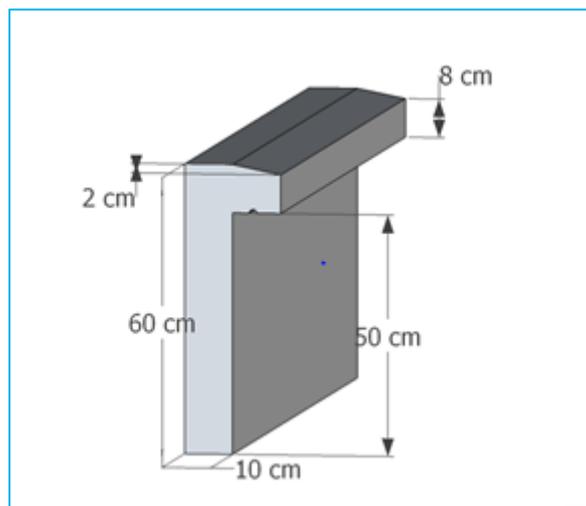


Figure 11 : Coupe verticale d’un acrotère

2.6. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composés d’une série de marches de même hauteur permettant la montée ou la descente d’un niveau de plancher à un autre .

Ces ouvrages peuvent être en bois, en acier mais généralement en béton armé. Ces derniers présentent une grande sécurité en cas d'incendie. L'autre avantage des escaliers en béton armé est la facilité de les construire sous des formes très nombreuses qui permettent de les adapter à toutes les dispositions .

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 14 cm à 18 cm .

g : largeur de la marche, variant de 25 cm à 32cm .

α : Inclinaison de la volée = arc tg (h/g)

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche est limitée par:

$$60 < 2h + g < 65cm$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{nombre de contre marches.} \\ g = L/(n - 1) & n - 1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

n : est le nombre de marches sur la volée

Calcul de h et g : On a : $\begin{cases} L_0 = 2,4 \text{ m} \\ H_0 = 1,53 \text{ m} \end{cases}$

En résolvant l'équation : $64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$.

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ contre marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$g = L_0/n - 1 \Rightarrow g = 240 / 8 = 30cm \Rightarrow g = 30cm$.

$$h = H_0/n \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17cm \Rightarrow h = 17cm.$$

Le nombre de contremarches est calculer par :

$$N_c = H/h$$

Où : H , est la hauteur d'étage, qui vaut 3,06.

Ce qui donne :

$$N_c = 306/17 = 18 \text{ contremarches entre chaque étage.}$$

La pente de volés peut ce calculer par

$$\tan \alpha_1 = \frac{N_{c1} \times 17}{n_1 \times 30} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

La longueur des volés ce calcul par : $L_1 = \frac{n \cdot h}{\sin \alpha}$

$$L_1 = \frac{9 \times 17}{\sin 32.517} = \frac{153}{\sin 32.517} = 284.52 \text{ cm} \cong 2.85 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillese :

Finalement, l'épaisseur minimale de la paillese est limitée suivant la condition de résistance suivante:

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = lv + lp$

lv : Longueur de la volée

lp : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 0,30 + 2,20 = 5,34 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{534}{30} \leq e \leq \frac{534}{20} \Rightarrow 17,8 \text{ cm} \leq e \leq 26,7 \text{ cm}$$

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

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

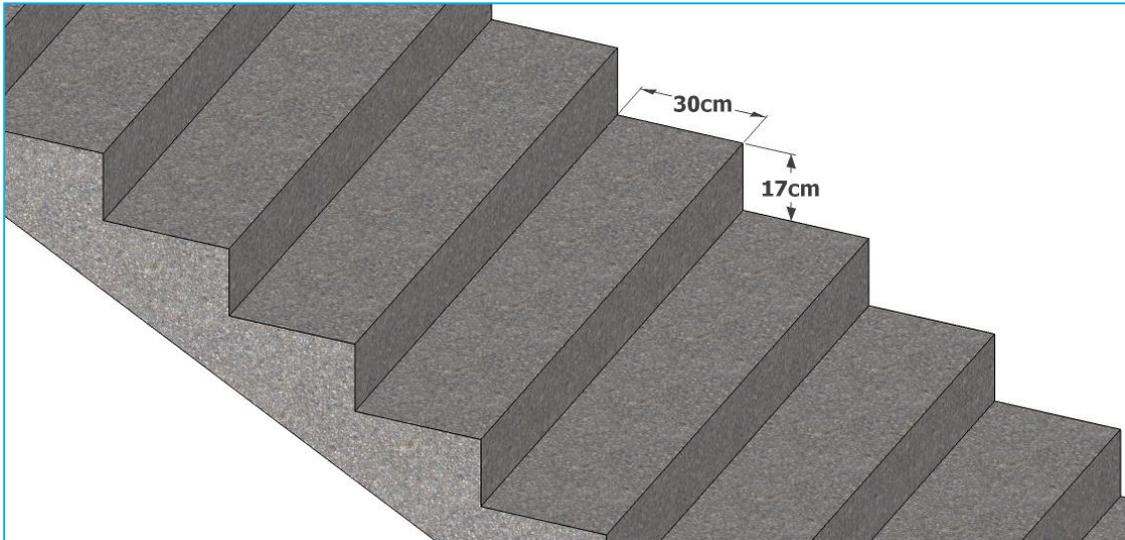


Figure12 : Dimensions de l'escalier

2.7. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles.

- On va opter pour un voile simple



Vue en plan d'un voile.

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

- Epaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

h_e : hauteur libre du voile.

-l'épaisseur minimale (e_{min}) est de 15cm.

-A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$H_{\text{étage}} = 3,06\text{m}, \text{ donc, } h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow e \geq 282/20 = 14,1\text{cm}$$

$$e \geq \max(15, 14.1) \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Alors, l'épaisseur est $e = 20 \text{ cm}$.

Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

$$h_{\text{étage}} = 3,06\text{m} \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}.$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment ont une largeur $\geq 80\text{cm}$.

2.8. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau est un élément essentiel de la structure, généralement vertical, dont la longueur est grande par rapport aux autres dimensions transversales. Selon les règles CBA93, article B.8.4.1, l'effort dans le poteau doit vérifier que:

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) (*)$$

Avec:

N_u , est l'effort normal ultime pondéré, que l'on déduit après descente de charges.

B_r , est la section de béton réduite de 2cm suivant chaque côté, c'est-à-dire:

$$B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$$

α , est coefficient qui dépende de l'élancement de l'élément poteau λ par la formule suivante:

$$\alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)} \text{ si } \lambda \leq 50 \quad \text{Dont: } \beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

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

Pour les sections rectangulaires $\lambda = \frac{L_f}{i}$ et $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$L_f = 0.7 * (3.06 - 0.45) = 1.827$$

$$i = \sqrt{\frac{0.5 * 0.6^3 / 12}{0.5 * 0.6}} = 0.173$$

$$\lambda = 10.56$$

$$\beta(10.56) = 1 + 0.2 \left(\frac{10.56}{35} \right)^2 = 1,01$$

Suivant l'article B.8.4.1 du BAEL91, et puisque la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, les valeurs de α sont à diviser par 1.1, c'est-à-dire $\beta(\lambda)$ sera multiplier par 1.1.

A partir de l'équation(*), on peut faire sortir B_r comme suit:

$$B_r \geq \left(\frac{1.1 \beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} f_{su}} \right)$$

Où : $\frac{A_s}{B_r}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Pour notre cas on va retenir le ferrailage minimal pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA, pour la zone sismique **II-a** a égale à : 0.8%.

Donc on peut simplifier la formule de B_r , comme suit:

$$B_r \geq \left(\frac{1.11 N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0068 f_{su}} \right) (I)$$

2.9. Evaluation des charges permanentes :

2.9.1. Evaluation des charges pour le Plancher d'étage courant :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

Sa composition est définie sur la figure :

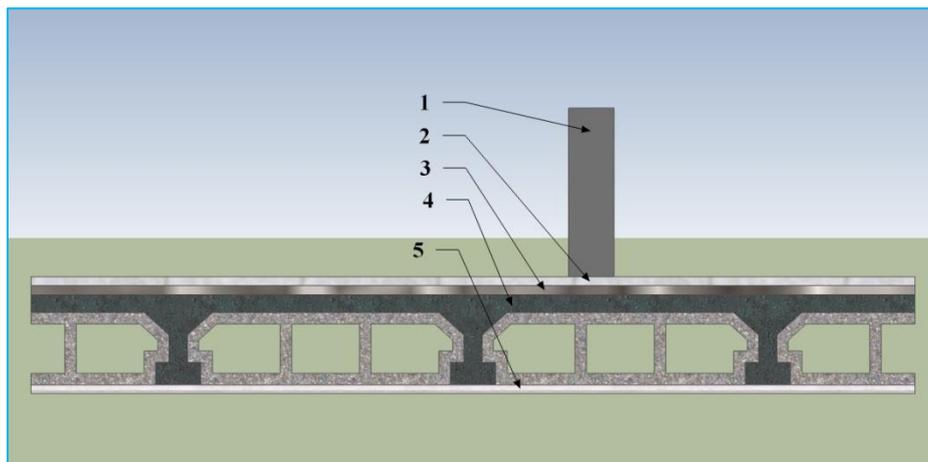


Figure 13 : Composition de plancher d'étage courant

Et sa charge est indiquée dans le tableau :

Tableau 07 : Evaluation des charges permanente pour étage courant

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m²)
1	Cloisons de séparation	-	-	1
2	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m²/cm	0.40
3	Mortier de pose	2	20 KN/m³	0.40
4	Plancher à corps creux	(20+4)	-	3.20
5	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m²/cm	0.20
Total				5.20

2.9.2 Evaluation des charges pour le Plancher de la terrasse inaccessible :

Sa composition est définie sur la figure 14 :

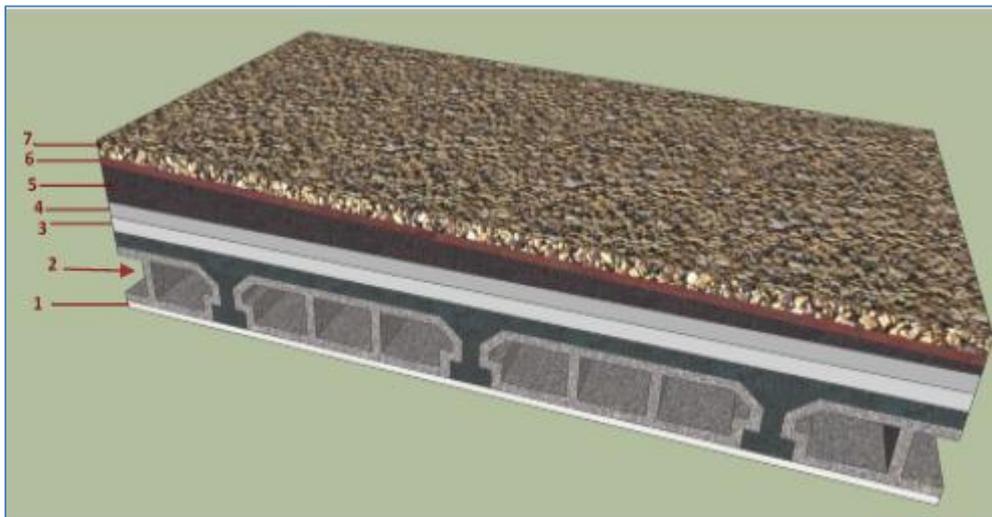


Figure 14 : Compositions de plancher de terrasse

Et sa charge est indiquée dans le tableau :

Tableau 08 : Evaluation des charges permanente pour la terrasse

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m²)
1	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m²/cm	0.20
2	Plancher corps-creux	(20+4)	-	3.20
3	Par vapeur	4	2.4 KN/m³	0.096
4	Isolant thermique (liège)	4	4 KN/m³	0.16
5	Forme de pente	10	22 KN/m³	2.20
6	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
7	Gravillon roulé de protection	2	0.20 KN/m²/cm	0.40
Total				6.38

2.9.3. Evaluation des charges pour une dalle pleine (étage courant) :

Tableau 09 : Evaluation des charges permanente pour la dalle pleine d'étage courant

Nº	Éléments	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
3	Mortier de pose	2	0,20(KN/m ³)	0,40
4	Lit de sable	2	18(KN/m ² /cm)	0,36
5	Isolation thermique	4	0,04(KN/m ³)	0,16
6	Plancher dalle pleine	12	25(KN/m ³)	3
7	Enduit de plâtre	2	10(KN/m ³)	0,20
Total				4,52

2.9.4. Evaluation des charges pour une dalle pleine (terrasse inaccessible) :

Tableau 10 : Evaluation des charges permanente pour la dalle pleine de la terrasse

Nº	Éléments	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Plancher dalle pleine	12	25(KN/m ³)	3
2	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
3	Par vapeur	4	2.4 KN/m ³	0.096
4	Isolant thermique (liège)	4	4 KN/m ³	0.16
5	Forme de pente	10	22 KN/m ³	2.20
6	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
7	Gravillon roulé de protection	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
Total				6.18

2.9.5. Evaluation des charges du Mur intérieur :

Il est schématisé dans la figure en suivante :

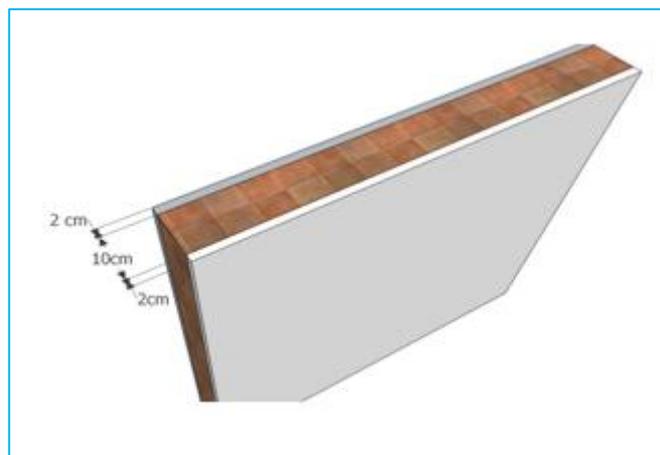


Figure 15 : compositions de mur intérieur

Tableau 11 : Evaluation des charges permanente pour le mur intérieur.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m ²	0.9
2	Enduit plâtre (2 cotés)	2 * 2	10 KN/m ³ /cm	0.4
Total				1.30

2.9.6. Evaluation des charges du. Mur extérieur :

Il est schématisé dans la figure suivante :

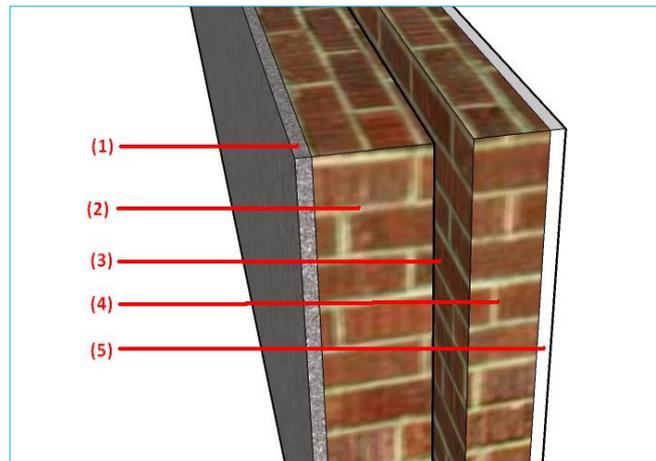


Figure 16 : compositions de mur extérieur

Tableau 12 : Evaluation des charges permanente pour le mur extérieur

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18 KN/m ³	0.36
2	Briques creuses	15	9 KN/m ³	1.35
3	Lame d'air	-	-	-
4	Briques creuses	10	9 KN/m ³	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.10 KN/m ² /cm	0.2
Total				2.81

Les charges calculées dans le **tableau12**, se distribuent linéairement on les multipliant par la hauteur d'étage **h** diminué par la hauteur des poutres, ce qui donne :

$$G = 2.81 \times (3.06 - 0.45) = 7.33 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec 30\% d'ouverture : } 7.33 \times 0,70 = 5.13 \text{ KN/ml}$$

Par conséquent on a des murs extérieurs dont leurs charges permanentes est égale a : **5.13KN/ml**

2.9.7. Evaluation des charges pour les escaliers :

Sa valeur dépend de la distribution de l'escalier (DTR B.C. 2.2), habitation $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Evaluation des charges dans la volée :

Le calcul de la volée inclinée **e** est équivalent au calcul d'une volée horizontale d'épaisseur $e' = e / \cos \alpha$

g₁ : c'est le poids propre de la paillasse et les marches,

$$g_1 = \rho \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) = 25 \left(\frac{0,20}{\cos 32,517} + \frac{0,17}{2} \right) = 8.05 \text{ KN/m}^2$$

g₂ : est le poids du revêtement, et qui se calcul comme suit (en tenant compte la déclivité de chaque type de revêtement) :

$$g_2 = p_1 + p_2 \frac{h}{g} + \frac{p_3}{\cos \alpha}$$

Avec :

P₁ : poids du revêtement sur marches (carrelage + mortier de pose) :

$$p_1 = 0.40 + 0.40 = 0.8 \text{ KN/m}^2$$

P₂ : poids du revêtement en contremarches (carrelage + mortier de pose) :

$$p_2 = 0.40 + 0.40 = 0.8 \text{ KN/m}^2$$

P₃ : poids du revêtement en sous face de la paillasse suivant la pente (enduit de ciment):

$$p_3 = 0.015 * 18 = 0.27 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$g_2 = 0.8 + 0.8 \times \frac{17}{30} + \frac{0.27}{\cos 32,517} = 1.57 \text{ KN/m}^2$$

g₃ : le poids du garde-corps, donné dans le DTR B.C2.2 qui égale à **0.1KN/m²**.

Ce qui donne :

$$G_{volée} = \sum g_i = 8.05 + 1.57 + 0.10 = 9.72 \text{ KN/m}^2$$

Charges permanentes en zone de palier :

$$G_{palier} = g_{poids\ propre} + g_{revetement}$$

grevêtement : carrelage + mortier de pose +enduit de ciment en sous-face de la paillasse.

$$G_{palier} = 0.20 \times 25 + (0.40 + 0.40 + 0.27) = \mathbf{6.07\text{KN/m}^2}$$

2.9.8. Evaluation des charges de balcon :

Tableau 14 : Evaluation des charges permanente pour le balcon

chargement	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage (2 cm).	0,2 KN/ m3.cm	0.40
2. Mortier de pose (2 cm).	0,2 KN/ m3.cm	0.40
3. Lit de sable (3 cm)	18 KN/m ² /cm	0.54
4. Dalle en béton armé (e =15 cm)	25 KN/m3	3.75
5. Enduit en ciment (2 cm)	22 KN/m3	0.44
Total		5.53

2.9.9. Charge due à l’acrotère :

Les dimensions de l’acrotère sont détaillées dans la **figure** et sa charge permanente sera recensée comme suit : $G_{acrotère} = S_{acrotère} \times 25\text{KN/m}^3 + S_{revetement} \times 18\text{KN/m}^3$

Donc on aura :

$$G_{acrotère} = \left[0.50 \times 0.10 + \left(\frac{0.08 + 0.10}{2} \times 0.20 \right) \right] \times 25 + [(0.6 + 0.20 + 0.08 + 0.10 + 0.50) \times 0.02] \times 18 = \mathbf{2.233\text{KN/ml}}$$

La charge d’exploitation

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

2.10. Surcharge d’exploitation

Le bâtiment est à usage d’habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000\text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500\text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

$Q_b = 3,500\text{ KN/m}^2$ Les balcons ;

$Q_e = 2,500\text{ KN/m}^2$ les escaliers.

Dégression des Surcharges d'Exploitation

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Le principe de cette loi est exposé comme suit

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

2.11. Descente des charges :

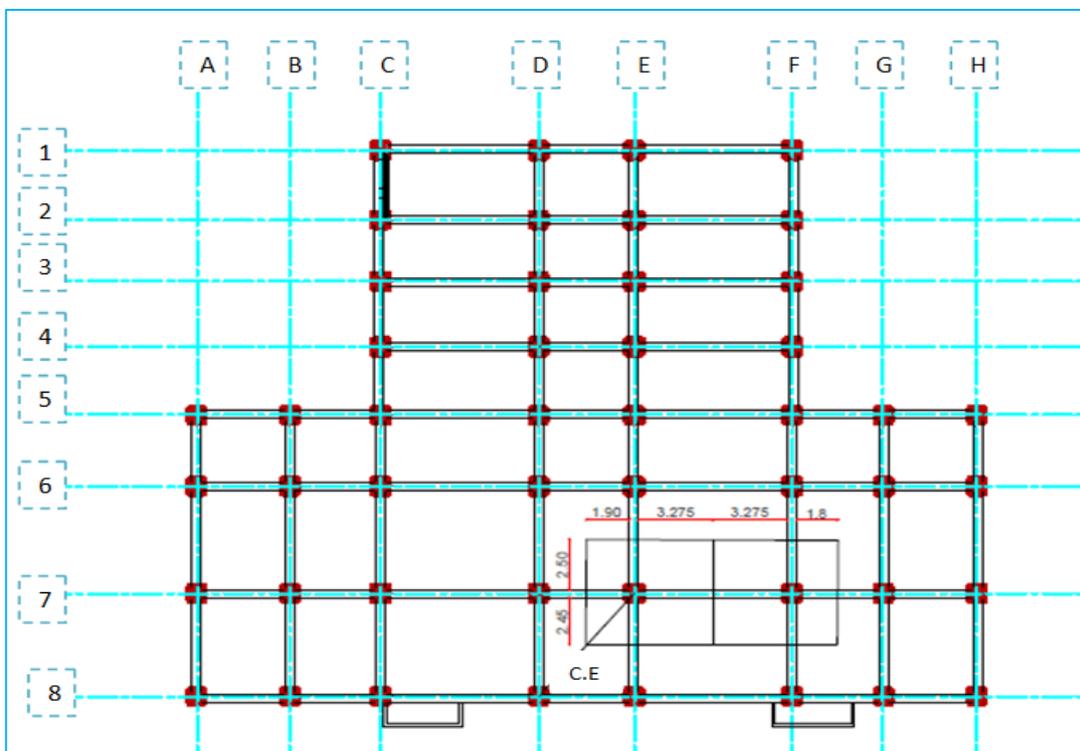


Figure 17 : surfaces afférentes des poteaux les plus sollicités

2.11.1. La descente de charge au poteau P(F7) :

Surface d'influence revenant au poteau P(F7):

Terrasse :

$$S_{aff} = S_{c.c} + S_{d.p}$$

$$S_{c.c} = (3,275 + 1,8) \times 2,45 + 1,8 \times 2,5 = 16,94 \text{ m}^2$$

$$S_{d.p} = 3,275 \times 2,5 = 8,18 \text{ m}^2$$

$$S_{aff} = 25,12 \text{ m}^2.$$

Les étages :

$$S_{aff} = S_{c.c} + S_{d.p}$$

$$S_{c.c} = 2,5 \times 1,8 + 2,45 \times 3,275 + 2,45 \times 1,8 = 16,93 \text{ m}^2$$

$$S_{d.p} = 2,5 \times 3,275 = 8,18 \text{ m}^2$$

Longueurs des poutres

$$L_{p.p} = 3,225 + 1,75 = 4,975 \text{ m}$$

$$L_{p.s} = 2,4 + 2,35 = 4,75 \text{ m}$$

➤ **volumes des poutres**

Poutres principales : $V_{pp} = 0,35 \times 0,45 \times 4,975 = 0,783 \text{ m}^3$

Poutres secondaire : $V_{ps} = 0,35 \times 0,35 \times 4,75 = 0,581 \text{ m}^3$

➤ **volume des poteaux**

Le volume des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

$$V_{poteau} = 3,06 \times B_r$$

Le tableau suivant présente la descente de charges du poteau **P (F7)** :

Tableau 15 : Descente de charge de poteau P (F7)

Plancher (niveau)	Surface de chargement (m ²)	Charge d'exploitation		Charge permanente			
		Q (KN/m ²)	Q (KN)	Eléments	Volume ou surface	Densité	G (KN)
Terrasse	Plancher (c.c+d.p) 25,12	1,00	25,12	plancher	16,94	6,38KN/m ²	108,07
				Dalle pleine	8,18	6,18 KN/m ²	50,59
				Poutres Principales	0,783	25KN/m ³	19,58

				Poutres secondaire	0,581	25KN/m3	14.53
				poteau	3,06 Br m ³	25KN/m3	76,5 Br
Total	25,12		25,12				192.77+ 76,5Br
Du 9ème au RDC	Plancher (c.c+d.p) 25,12	1.5	37,68	plancher	16,93	5.2 KN/m ²	88,04
				Dalle pleine	8,18	4.52 KN/m ²	36,90
				Poutres Principales	0,783	25KN/m3	19.58
				Poutres secondaire	0,581	25KN/m3	14.53
				Mur ext	5,475	5.03 KN/ml	27,54
				poteau	3,06 Br m ³	25KN/m3	76,5 Br
Total	25,12		37,68				186.59+76,5 Br

Tableau 16 : calcul de l'effort normal ultime pondéré au dernier niveau

Niveau	G dans chaque étage	G totale dans chaque étage	Q dans chaque étage	Q totale dans chaque étage avec dégression
terrasse inaccessible	192.77+ 76,5Br	192.77+ 76,5Br	25,12	25 ,12
9ème étage	186.59+76,5 Br	379,36 +153 Br	37,68	62,80
8 ème étage	186.59+76,5 Br	565.95+229,5 Br _r	37,68	96,71
7 ème étage	186.59+76,5 Br	752.54 +306Br _r	37,68	126,86
6ème étage	186.59+76,5 Br	939.13 382,5 Br _r	37,68	153,23
5 ère étage	186.59+76,5 Br	1125.72+459 Br _r	37,68	175,84
4ère étage	186.59+76,5 Br	1312.31+535,5Br _r	37,68	194,68
3 ère étage	186.59+76,5 Br	1498.9+612Br _r	37,68	213,52
2 ère étage	186.59+76,5 Br	1685.49+688,5Br _r	37,68	232,36
1 ère étage	186.59+76,5 Br	1872.08+760,5 Br _r	37,68	251,20
RDC	186.59+76,5 Br	2058.67 +836.55 Br _r	37,68	270,04

2.11.2. La descente de charge au poteau P(E7) :

➤ **Surface d'influence revenant au poteau P(E7):**

Terrasse :

$$S_{aff} = S_{c.creux} + S_{d,p}$$

$$S_{c.c} = 2,5 * 1,9 + 2,45 * 3,275 + 1,9 * 2.45 = 17.43 m^2$$

$$S_{d,p} = 2,5 * 3,275 = 8,18 m^2$$

Les étages :

$$S_{aff} = S_{c.c} + S_{d.p} + S_{c.e}$$

$$S_{c.c} = 2,5 * 1,9 + 2,45 * 3,275 = 12,77 \text{ m}^2$$

$$S_{d.p} = 2,5 * 3,275 = 8,18 \text{ m}^2$$

$$S_{c.e} = 2,45 * 1,5 = 3,68 \text{ m}^2$$

Longueurs des poutres

$$L_{p.p} = 3,225 + 1,85 = 5,075 \text{ m}$$

$$L_{p.s} = 2,4 + 2,35 = 4,75 \text{ m}$$

➤ **volumes des poutres**

Poutres principales : $V_{pp} = 0,35 * 0,45 * 5,075 = 0,799 \text{ m}^3$

Poutres secondaire : $V_{ps} = 0,35 * 0,35 * 4,75 = 0,582 \text{ m}^3$

➤ **volume des poteaux**

Le volume des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

$$V_{poteau} = 3,06 * B_r$$

Le tableau suivant présente la descente de charges du poteau **P (E7)**

Tableau 17 : Descente de charge de poteau P (E7)

Plancher (niveau)	Surface de chargement (m ²)	Charge d'exploitation		Charge permanente			
		Q (KN/m ²)	Q (KN)	Eléments	Volume ou surface	Densité	G (KN)
Terrasse	Plancher (c.c+d.p) 25,62	1,00	25,62	plancher	17.43	6.38KN/m ²	111.20
				Dalle pleine	8.18	6.18 KN/m ²	50.55
				Poutres Principales	0.799	25KN/m ³	19.98
				Poutres secondaire	0,582	25KN/m ³	14.54
				poteau	3,06 Br m ³	25KN/m ³	76,5 Br
Total	25,62		25,62				196.27 + 76,5Br
Du 9ème	Plancher (c.c+d.p) 20,96	1.5	31,44	plancher	12,77	5.2 KN/m ²	66,40
				Dalle pleine	8,18	4.52 KN/m ²	36,90
				Poutres Principales	0.799	25KN/m ³	19.98

au RDC	Escalier 3,68	2.5	9,2	Poutres secondaire	0,582	25KN/m3	14.54
				Escalier	3,68	9,72KN/m ³	35,77
				Mur ext	5,73	5.03 KN/ml	28,79
				poteau	3,06 Br m ³	25KN/m3	76,5 Br
Total	24,64		40,64				202,38 +76,5 Br

Tableau 18 : calcul de l'effort normal ultime pondéré au dernier niveau

Niveau	G dans chaque étage	G totale dans chaque étage	Q dans chaque étage	Q totale dans chaque étage avec dégression
terrasse inaccessible	196.27 + 76,5Br	196.27 + 76,5Br	25,62	25,62
9ème étage	202,38 +76,5 Br	398.65+153 Br	40,64	66,26
8 ème étage	202,38 +76,5 Br	601,03+229,5 Br	40,64	102,84
7 ème étage	202,38 +76,5 Br	803.41+306Br	40,64	135,35
6ème étage	202,38 +76,5 Br	1005.79+382,5 Br	40,64	163,79
5 ème étage	202,38 +76,5 Br	1208.17+459Br	40,64	188,18
4ème étage	202,38 +76,5 Br	1410.55+535,5 Br	40,64	208,5
3 ème étage	202,38 +76,5 Br	1612.93+612Br	40,64	228,82
2 ème étage	202,38 +76,5 Br	1815.31+688,5Br	40,64	249,14
1 ère étage	202,38 +76,5 Br	2017.69+765Br	40,64	269,46
RDC	202,38 +76,5 Br	2220,07+841,5Br	40,64	289,78

2.11.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau le plus chargé est le poteau intermédiaire de sous-sol **P(E7)** qui est le plus sollicité et par symétrie le poteau **P(D7)**. Le pré dimensionnement se fera à partir des charges revenants aux ce poteau.

On a trouvé après descente de charges que :

$$\begin{cases} G_{total} = 2220,07 + 841,5Br \text{ KN} \\ Q_{total} = 289,78 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors on peut calculer l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G_{total} + 1.5 Q_{total}$$

$$N_u = 1.35 \times (2220,07 + 841,5Br) + 1.5 \times 289,78$$

$$\Rightarrow N_u = 1136,03 Br + 3431,76 \text{ KN}$$

On majore les charges de ce poteau, puisque c'est un poteau intermédiaire voisin de poteau de rive (on multiplie par 1.1)

$$\Rightarrow N_u = 1136,03 B_r + 3774.95 \text{ KN}$$

On remplaçant N_u dans la formule(I), pour déduire la valeur minimale de B_r :

$$B_r \geq \left[\frac{1.11 (1136,03 B_r + 3774.95)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348\right) \times 10^3} \right]$$

$B_r \geq 0.076 B_r + 0.230$ On adopte une section rectangulaire pour les poteaux.

$$\Rightarrow B_r = (a - 2) * (b - 2) \geq 00,241m^2 = 2300cm^2$$

*soit $(60 - 2) * (50 - 2) = 2784 cm^2$ Condition vérifiée*

On adopte : $(a*b) = (60*50) cm^2$ pour le sous-sol, le RDC

La descente de charges jusqu'à le deuxième étage donne :

$$\begin{cases} G_2 = 1815.31 + 688,5B_r \text{ KN} \\ Q_2 = 249,14KN \end{cases}$$

Alors on peut calculer l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G_{total} + 1.5 Q_{total}$$

$$N_u = 1.35 \times (1815.31 + 688,5B_r) + 1.5 \times 249,14$$

$$\Rightarrow N_u = 929,47 B_r + 2824,37 \text{ KN}$$

On majore les charges de ce poteau, puisque c'est un poteau intermédiaire voisin de poteau de rive (on multiplie par 1.1)

$$\Rightarrow N_u = 1022,42 B_r + 3106.81 \text{ KN}$$

On remplaçant N_u dans la formule(I), pour déduire la valeur minimale de B_r :

$$B_r \geq \left[\frac{1.11 (1022,42 B_r + 3106.8)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348\right) \times 10^3} \right]$$

$B_r \geq 0.063 B_r + 0.19$ On adopte une section rectangulaire pour les poteaux.

$$\Rightarrow B_r = (a - 2) * (b - 2) \geq 00,19 m^2 = 1900cm^2$$

*soit $(55 - 2) * (45 - 2) = 2279 cm^2$ Condition vérifiée*

On adopte : $(a*b) = (55*45) cm$ pour le 1, 2,3

La descente de charge jusqu'à le 5^{ème} étage donne :

$$\begin{cases} G_5 = 1208.17 + 459B_r & \text{KN} \\ Q_5 = 188,18 & \text{KN} \end{cases}$$

Alors on peut calculer l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G_5 + 1.5 Q_5$$

$$N_u = 1.35 \times (1208.17 + 459B_r) + 1.5 \times 188,18$$

$$\Rightarrow N_u = 619,65 B_r + 1913.29 \text{KN}$$

On majore les charges de ce poteau, puisque c'est un poteau intermédiaire voisin de poteau de rive (on multiplie par 1.1)

$$\Rightarrow N_u = 681,63 B_r + 2104.63 \text{KN}$$

On remplaçant N_u dans la formule(I), pour déduire la valeur minimale de B_r :

$$B_r \geq \left[\frac{1.11 (681,63 B_r + 2104,64)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348 \right) \times 10^3} \right]$$

$B_r \geq 0.041 B_r + 0.128$ On adopte une section rectangulaire pour les poteaux.

$$\Rightarrow B_r = (a - 2) * (b - 2) \geq 00,128 \text{ cm}^2 = 1280 \text{cm}^2$$

soit $(50 - 2) * (40 - 2) = 1824 \text{ cm}^2$ *Condition vérifiée*

On adopte : $(a*b) = (50*40) \text{ cm}$ pour le 4^{ème} et 5^{ème} étage,

De la même manière on obtient :

➤ 6^{ème}, 7^{ème} étage..... poteaux $(35 \times 45) \text{cm}^2$.

➤ 8^{ème}, 9^{ème} étagepoteaux $(30 \times 40) \text{cm}^2$

Vérification de la section du poteau vis-à-vis les conditions de RPA99 V2003 :

Selon l'article 7.4.1 des règles RPA, les dimensions de la section transversale du poteau, doivent satisfaire les conditions suivantes dans la zone II-a :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \min(60,50) = 50 \geq 25 \text{ cm} \\ \min(60,50) = 50 \geq \frac{3,06}{20} = 15.3 \\ 0.25 \leq \frac{60}{50} = 1,2 \leq 4 \end{cases} \begin{matrix} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{matrix}$$

Les dimensions de la section transversale du poteau (E7), vérifient les conditions de dimensions minimales imposées par RPA, donc on va adopter cette section pour tous les poteaux de la structure.

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ,$$

Pour le sous-sol et RDC :

$$\Rightarrow N_u = 1136,03 B_r + 3774 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_u = 4090.27 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_u \gamma_b}{0.85 f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{4090.27 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0,288 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.299 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.6 \times 0.5 = 0.30 \text{ m}^2 > 0.288 \text{ m}^2. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De la même manière avec les autres étages :

Tableau 19 : Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

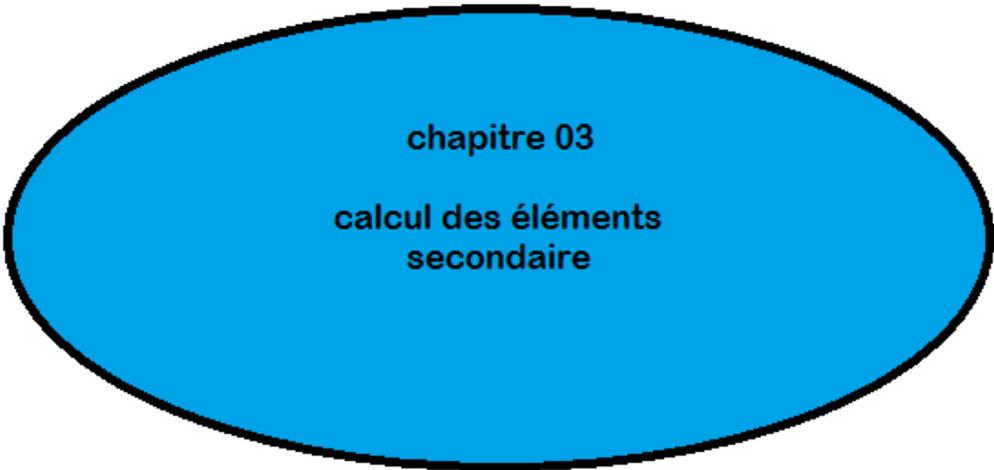
Niveau	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition B > B _{calculée}		Observation
			B (m ²)	B _{calculée} (cm ²)	
Sous-sol, RDC	4090.27	60*50	0.30	0.288	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	3359.85	55*45	0.248	0.237	vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	2240.95	50*40	0.200	0.158	vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	1172.63	45*35	0.157	0.083	vérifiée
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	691.42	40*30	0.120	0.048	vérifiée

2.12. Conclusion :

- Les planchers corps creux sont des planchers [20+4].
- Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC, étage courant et balcons) est 12cm.
- Section transversale des poutres principales (35 x 45).
- Section transversale des poutres secondaires (35 x 35).
- Epaisseur des voiles (e = 20 cm).
- Epaisseur des escaliers (e = 20 cm).

Pour les poteaux on adopte les sections suivantes :

- Sous-sol, RDC.....poteaux (50 × 60)cm².
- 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage..... poteaux (45 × 55)cm².
- 4^{eme}, 5^{eme} étage..... poteaux (40 × 50)cm².
- 6^{eme}, 7^{eme} étage..... poteaux (35 × 45)cm².
- 8^{eme}, 9^{eme} étagepoteaux (30 × 40)cm².



chapitre 03

calcul des éléments
secondaire

3.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

3.2. Etude du plancher

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type **(20+4) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. La poutrelle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

- Cas d'étage courant :
 $G = 5.2 \times 0.65 = 3.38KN/ml.$
 $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975KN/ml.$
- Cas de terrasse inaccessible :
 $G = 6,38 \times 0.65 = 4.147KN/ml.$
 $Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65KN/ml.$

3.2.1.calcul des sollicitations dans Les poutrelles des planchers

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

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

3.2.1.1. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

1. Domaine d'application :

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

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

2. Calcul le moment au niveau des appuis (M_a) :

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$M_a = -0.6M_0 \rightarrow$ Sur un appui central d'une poutre à deux travées.

$M_a = -0.5M_0 \rightarrow$ Sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rive.

$M_a = -0.4M_0 \rightarrow$ Sur tout les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

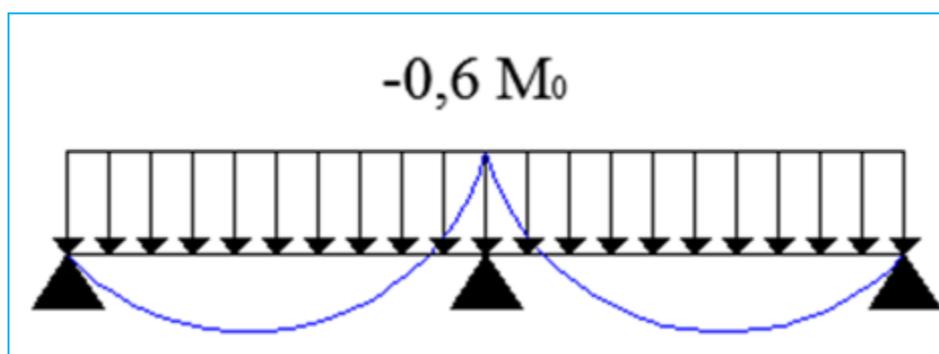


Figure 18: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

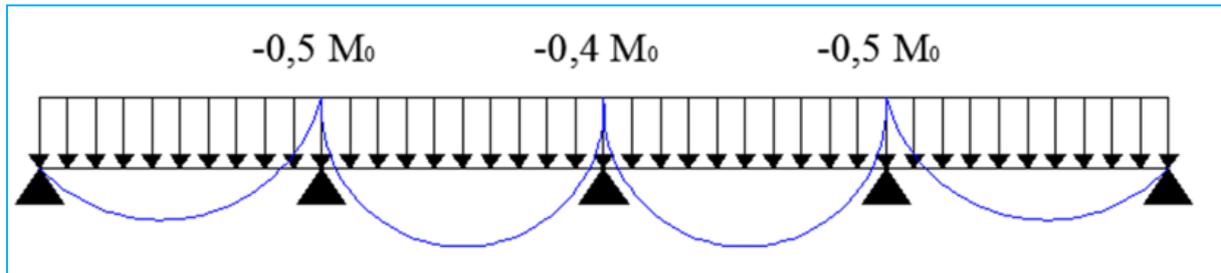


Figure 19: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

3. Calcul le moment en travée (M_t) :

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

- $M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \times M_0$
- $\begin{cases} M_{t2} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 & \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 & \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2} Avec :

- M_g moment au niveau d'appui gauche.
- M_d moment au niveau d'appui droite.
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Degré de surcharge.

4. Effort tranchant :

les efforts tranchants sont calculées forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique sont confondu avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1^{ères} appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

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

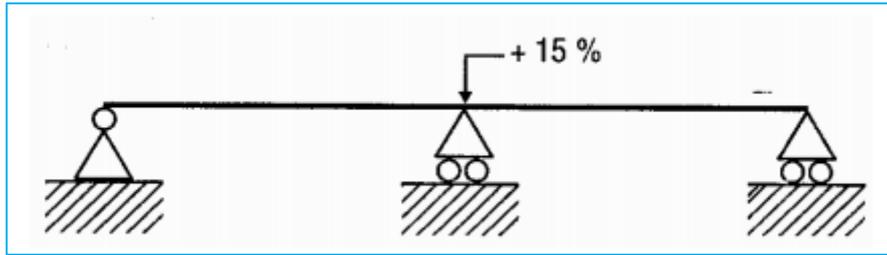


Figure 20: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

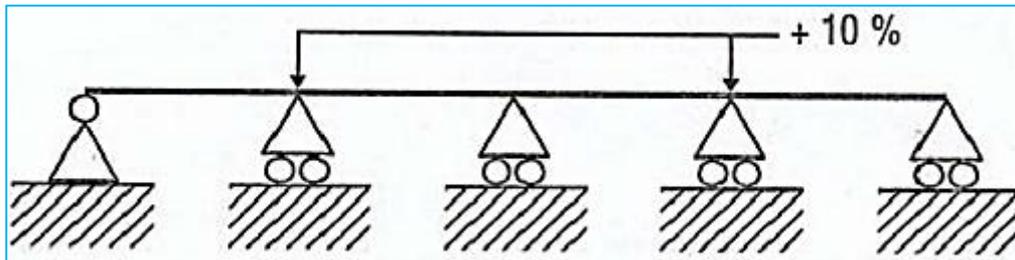


Figure 21: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

b) Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée c-à-d. :

$Q > \min(2G; 5KN/m^2)$ cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode de trois moment qui est adopté au béton armé.

b.1 Le moment aux appuis :

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliquer sur les deux travées adjacents à l'appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d avec :

- $l' = l \rightarrow$ travée de rive.
- $l' = 0.8l \rightarrow$ travée intermédiaire.

Le moment à l'appui "i" est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

- $M_i = -\frac{q_g(l'_g)^3 + q_d(l'_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \rightarrow$ Pour les charges réparties.
- $M_i = -\frac{k_g P_g (l'_g)^2 + k_d P_d (l'_d)^2}{l'_g + l'_d} \rightarrow$ Pour les charges concentrées.

Avec $k = -\frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x)$; $x = \frac{a}{l'}$

b.2 Le moment en travée :

les moment en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

on isole la travée, on trouve :

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

Avec :
$$\begin{cases} M_0(x) = q \frac{x}{2} (L - x). \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$$

b.3 Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

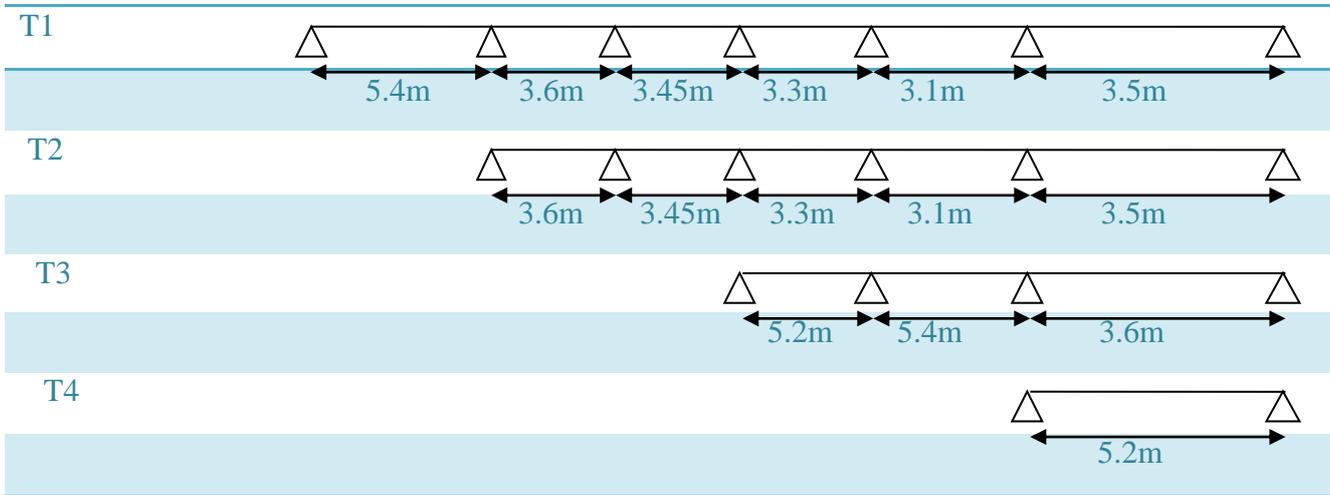
- V_i : effort tranchant de l'appui i.
- V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

c. Méthode de Caquot minoré :

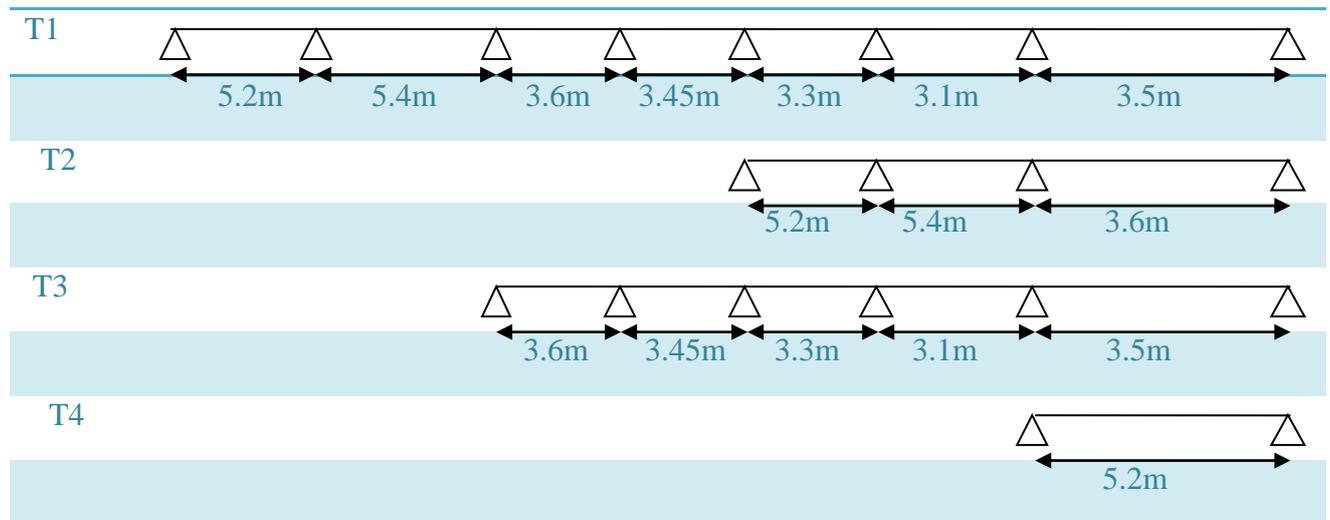
Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par $G' = \left(\frac{2}{3}\right)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G .

3.2.1.2. Les différents types des poutrelles :

a) Etages courants :



b) Terrasse inaccessible :



3.2.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

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

Tableau20 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.38	1.00	10.11	6.57	7.38	4.8
Etage courant	5.2	1.5	9.27	6.03	6.7	4.36

3.2.1.4 Calcul des sollicitations :

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode(le type 3 du plancher courant) et les autres types seront résumés dans des tableau.

Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que seul le type 2 d'étage courant sera calculé par cette méthode, car dans les autres types on a : $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.4}{3.6} = 1.5 > 1.25$

Poutrelles du plancher étage courant (type 3) :

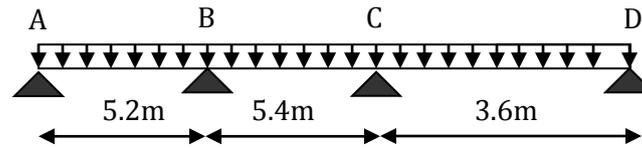
Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire(poutrelle type 3).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL91 artB6.2.21)

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$)
 $Q = 1.5KN/m^2 \leq \min(10.4, 5KN/m^2)$condition vérifiée.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
 $\frac{5.4}{3.6} = 1.5 > 1.25$condition non vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

Méthode de caquot minorée :

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.



Note : on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées et les efforts tranchants , on revient à utiliser la charge totale « G ».

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G' = \frac{2}{3} * (5.2) = 3.47 \text{KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Tableau 21 : Charges sur les poutrelles pour type 3 (étage courant)

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q' _u (KN/m ²)	P' _u (KN/ml)	q' _s (KN/m ²)	P' _s (KN/ml)
Type 3	3.47	1.5	6.93	4.5	4.97	3.23

• **Moments aux appuis :**

□ **Appuis de rives :**

M_A=M_D=0, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif M_A=M_D= - 0.15M₀. telque

$$M_0 = \frac{q'L^2}{8} \quad , \quad L = \max(l_{AB}, l_{CD}) = 5.2m.$$

$$M_0^u = \frac{4.5 \times 5.2^2}{8} = 15.21 \text{KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{3.23 \times 5.2^2}{8} = 10.92 \text{KN.m}$$

ELU : M_A^U = M_D^U = -0.15(15.21) = -2.28KN.m

$$\text{ELS : } M_A^S = M_D^S = -0.15(10.92) = -1.64 \text{KN.m}$$

□ Appuis intermédiaire :

$$\text{Appui (B) : } l'_g = l_{AB} = 5.2 \text{m}, l'_d = 0.8l_{BC} = 0.8 \times 5.4 = 4.32 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_B^U = -4.5 \times \left(\frac{5.2^3 + 4.32^3}{8.5(5.2 + 4.32)} \right) = -12.30 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^S = -3.23 \times \left(\frac{5.2^3 + 4.32^3}{8.5(5.2 + 4.32)} \right) = -8.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appui (C) : } l'_g = 0.8l_{BC} = 0.8 \times 5.4 = 4.32 \text{m}, l'_d = l_{CD} = 3.6 = 3.6 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_C^U = -4.5 \times \left(\frac{4.32^3 + 3.6^3}{8.5(4.32 + 3.6)} \right) = -8.5 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_C^S = -3.23 \times \left(\frac{4.32^3 + 3.6^3}{8.5(4.32 + 3.6)} \right) = -6.1 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Moments en travées :

On reprend la totalité de la charge « G »

$$G = 5.2 \text{KN/m}^2 \text{ au lieu } G' = 3.47 \text{KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2.$$

$$\text{Avec : } l_0 = 0.65 \text{m}.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_U = 6.03 \text{KN/ml} \\ P_S = 4.36 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Travée (AB) : } L = 5.2 \text{m}$$

$$x = \frac{5.2}{2} - \left(\frac{0 - (-12.3)}{6.03 \times 5.2} \right) = 2.2 \text{m}$$

ELU :

$$M_{AB}^U = \frac{6.03 \times 2.2}{2} (5.2 - 2.2) - 12.3 \times \left(\frac{2.2}{5.2} \right) = 14.69 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{AB}^S = \frac{4.36 \times 2.2}{2} (5.2 - 2.2) - 8.83 \times \left(\frac{2.2}{5.2}\right) = 10.65 \text{KN.m}$$

Travée (BC) : L = 5.4m

$$x = \frac{5.4}{2} - \left(\frac{(-12.3) - (-8.5)}{6.03 \times 5.4}\right) = 2.817 \text{m}$$

ELU :

$$M_{BC}^U = \frac{6.03 \times 2.817}{2} (5.4 - 2.817) - 12.3 \times \left(1 - \frac{2.817}{5.4}\right) - 8.5 \times \left(\frac{2.817}{5.4}\right) = 11.62 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{BC}^S = \frac{4.36 \times 2.817}{2} (5.4 - 2.817) - 8.83 \times \left(1 - \frac{2.817}{5.4}\right) - 6.1 \times \left(\frac{2.817}{5.4}\right) = 8.456 \text{KN.m}$$

Travée (CD) : L = 3.6m

$$x = \frac{3.6}{2} - \left(\frac{(-8.5)}{6.03 \times 3.6}\right) = 2.19 \text{m}$$

ELU :

$$M_{CD}^U = \frac{6.03 \times 2.19}{2} (3.6 - 2.19) - 8.5 \times \left(1 - \frac{2.19}{3.6}\right) = 5.98 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{CD}^S = \frac{4.36 \times 2.19}{2} (3.6 - 2.19) - 6.1 \times \left(1 - \frac{2.19}{3.6}\right) = 4.34 \text{KN.m}$$

□ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right)$$

Travée (AB) : L=5.2m

$$V_A = \frac{6.03 \times 5.2}{2} - \left(\frac{0 - (-12.3)}{5.2}\right) = 13.31 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.03 \times 5.2}{2} - \left(\frac{0 - (-12.3)}{5.2} \right) = -18.04 \text{KN}$$

Travée(BC) : L=5.4m

$$V_B = \frac{6.03 * 5.4}{2} - \left(\frac{(-12.3) - (-8.5)}{5.4} \right) = 16.98 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{6.03 * 5.4}{2} - \left(\frac{(-12.3) - (-8.5)}{5.4} \right) = -15.57 \text{KN}$$

Travée(CD) : L=3.6m

$$V_C = \frac{6.03 \times 3.6}{2} - \left(\frac{(-8.5) - (0)}{3.6} \right) = 13.21 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{6.03 \times 3.6}{2} - \left(\frac{(-8.5) - (0)}{3.6} \right) = -8.49 \text{KN}$$

❖ **Type(2) : étage courant :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL91 artB6.2.21)

a) Condition 1 :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{KN/m}^2)$)

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min(10.4, 5 \text{KN/m}^2) \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

$$\text{On } I = Cte \text{ pour toutes les travées} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Condition 3 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

$$0.8 < \frac{3.6}{3.45} = 1.04 < 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Condition 4 :

La fissuration est peu nuisible (F.P.N)

Condition vérifiée

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

- $q_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.2) + (1.5 \times 1.5) = 9.27 \text{KN/m}^2$
- $q_s = G + Q = 5.2 + 1.5 = 6.7 \text{KN/m}^2$
- $P_U = q_U \times 0.65 = 9.27 \times 0.65 = 6.03 \text{KN/ml}$
- $P_S = q_s \times 0.65 = 6.7 \times 0.65 = 4.36 \text{KN/ml}$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.2 + 1.5} = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2 + (0.3 \times 0.22) = 1.266 \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**
- ✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_F = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{6.03 \times 3.6^2}{8} = 9.77 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.36 \times 3.6^2}{8} = 7.063 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_F^U = -0.15(9.77) = -1.47 \text{KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_F^S = -0.15(7.063) = -1.06 \text{KN.m}$

- ✓ **Appuis intermediaires:**
- **Appui B:**

ELU: $M_B^U = -0.5M_0^U = -0.5(9.77) = -4.885 \text{KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.5M_0^S = -0.5(7.063) = -3.53 \text{KN.m}$

- **Appui C:**

ELU: $M_C^U = -0.4M_0^U = -0.4 \times \left(\frac{6.03 \times 3.45^2}{8}\right) = -3.59 \text{KN.m}$

ELS: $M_C^S = -0.4M_0^S = -0.4 \times \left(\frac{4.36 \times 3.45^2}{8}\right) = -2.59 \text{KN.m}$

- **Appui D:**

ELU: $M_D^U = -0.4M_0^U = -0.4 \times \left(\frac{6.03 \times 3.3^2}{8}\right) = -3.28 \text{KN.m}$

ELS: $M_D^S = -0.4M_0^S = -0.4 \times \left(\frac{4.36 \times 3.3^2}{8}\right) = -2.37 \text{KN.m}$

• **Appui E:**

ELU: $M_E^U = -0.5M_0^U = -0.5 \left(\frac{6.03 \times 3.5^2}{8} \right) = -4.62 \text{KN.m}$

ELS: $M_E^S = -0.5M_0^S = -0.5 \left(\frac{4.36 \times 3.5^2}{8} \right) = -3.34 \text{KN.m}$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.2 + 1.5} = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2 + (0.3 \times 0.22) = 1.266 \end{cases}$$

Travée (AB): L=3.6m

1. $M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^1$

$M_t^{AB} + \frac{0 + 0.5M_0^1}{2} \geq \max[1.066; 1.05]M_0^1$

$M_t^{AB} \geq 0.816M_0^1 \dots \dots \dots 1$

2. $M_t^{AB} \geq \frac{1.266}{2}M_0^1 = 0.633M_0^1 \dots \dots \dots 2$

On prend le max défavorable entre 1 et 2

$$M_t^{AB} \geq 0.816M_0^1$$

Soit a la limite :

ELU : $M_{AB}^t = 0.816 \left(\frac{6.03 \times 3.6^2}{8} \right) = 7.97 \text{KN.m}$

ELS: $M_{AB}^t = 0.816 \left(\frac{4.36 \times 3.6^2}{8} \right) = 5.76 \text{KN.m}$

Travée (BC): L=3.45m

1. $M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^2$

$M_t^{BC} + \frac{0.5M_0^1 + 0.4M_0^2}{2} \geq \max[1.066; 1.05]M_0^2$

$M_t^{BC} \geq 0.866M_0^2 - 0.25M_0^1 \dots \dots \dots 1$

2. $M_t^{BC} \geq \frac{1.066}{2}M_0^2 = 0.533M_0^2 \dots \dots \dots 2$

On prend le max défavorable entre 1 et 2

$$M_t^{BC} \geq 0.866M_0^2 - 0.25M_0^1$$

Soit a la limite :

$$\text{ELU} : M_{BC}^t = 0.866 \left(\frac{6.03 \times 3.45^2}{8} \right) - 0.25 \left(\frac{6.03 \times 3.6^2}{8} \right) = 5.33 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{BC}^t = 0.866 \left(\frac{4.36 \times 3.45^2}{8} \right) - 0.25 \left(\frac{4.36 \times 3.6^2}{8} \right) = 3.85 \text{KN.m}$$

Travée (CD): L=3.3m

$$1. M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0^3$$

$$.M_t^{CD} + \frac{0.4M_0^2 + 0.4M_0^3}{2} \geq \max[1.066; 1.05] M_0^3$$

$$.M_t^{CD} \geq 0.866 M_0^3 - 0.2 M_0^2 \dots\dots\dots 1$$

$$2. M_t^{CD} \geq \frac{1.066}{2} M_0^3 = 0.533 M_0^3 \dots\dots\dots 2$$

On prend le max défavorable entre 1 et 2

$$M_t^{CD} \geq 0.866 M_0^3 - 0.2 M_0^2$$

Soit a la limite :

$$\text{ELU} : M_{CD}^t = 0.866 \left(\frac{6.03 \times 3.10^2}{8} \right) - 0.2 \left(\frac{6.03 \times 3.3^2}{8} \right) = 4.63 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{CD}^t = 0.866 \left(\frac{4.36 \times 3.10^2}{8} \right) - 0.2 \left(\frac{4.36 \times 3.3^2}{8} \right) = 3.35 \text{KN.m}$$

Travée (DE): L=3.1m

$$1. M_t^{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0^4$$

$$.M_t^{DE} + \frac{0.4M_0^3 + 0.5M_0^4}{2} \geq \max[1.066; 1.05] M_0^4$$

$$.M_t^{DE} \geq 0.816 M_0^4 - 0.2 M_0^3 \dots\dots\dots 1$$

$$2. M_t^{DE} \geq \frac{1.066}{2} M_0^4 = 0.533 M_0^4 \dots\dots\dots 2$$

On prend le max défavorable entre 1 et 2

$$M_t^{DE} \geq 0.816 M_0^4 - 0.2 M_0^3$$

Soit a la limite :

$$\text{ELU} : M_{DE}^t = 0.816 \left(\frac{6.03 \times 3.5^2}{8} \right) - 0.2 \left(\frac{6.03 \times 3.1^2}{8} \right) = 6.09 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{DE}^t = 0.816 \left(\frac{4.36 \times 3.5^2}{8} \right) - 0.2 \left(\frac{4.36 \times 3.1^2}{8} \right) = 4.4 \text{KN.m}$$

Travée (EF): L=3.5m

$$1. M_t^{EF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0^5$$

$$. M_t^{EF} + \frac{0.5M_0^4 + 0}{2} \geq \max[1.066; 1.05] M_0^5$$

$$. M_t^{EF} \geq 1.066 M_0^5 - 0.25 M_0^4 \dots\dots\dots 1$$

$$2. M_t^{EF} \geq \frac{1.266}{2} M_0^1 = 0.633 M_0^5 \dots\dots\dots 2$$

On prend le max défavorable entre 1 et 2

$$M_t^{EF} \geq 1.066 M_0^5 - 0.25 M_0^4$$

Soit a la limite :

ELU : $M_{EF}^t = 1.066 \left(\frac{6.03 \times 3.5^2}{8} \right) - 0.25 \left(\frac{6.03 \times 3.1^2}{8} \right) = 8.03 \text{KN.m}$

ELS: $M_{EF}^t = 1.066 \left(\frac{4.36 \times 3.5^2}{8} \right) - 0.25 \left(\frac{4.36 \times 3.1^2}{8} \right) = 5.81 \text{KN.m}$

Evaluation des efforts tranchants :

Travée (AB):

$$V_A = \frac{P_U l_{AB}}{2} = \frac{6.03 \times 3.6}{2} = 10.85 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_U l_{AB}}{2} = -1.1 \frac{6.03 \times 3.6}{2} = -11.94 \text{KN}$$

Travée (BC):

$$V_B = 1.1 \frac{P_U l_{BC}}{2} = 1.1 \frac{6.03 \times 3.45}{2} = 11.44 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{P_U l_{BC}}{2} = -\frac{6.03 \times 3.45}{2} = -10.40 \text{KN}$$

Travée (CD):

$$V_C = \frac{P_U l_{CD}}{2} = \frac{6.03 \times 3.3}{2} = 9.95 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{P_U l_{CD}}{2} = -\frac{6.03 \times 3.3}{2} = -9.95 \text{KN}$$

Travée (DE):

$$V_D = \frac{P_U l_{DE}}{2} = \frac{6.03 \times 3.1}{2} = 9.34 \text{KN}$$

$$V_E = -1.1 \frac{P_U l_{DE}}{2} = -1.1 \frac{6.03 \times 3.1}{2} = -10.28KN$$

Travée (EF):

$$V_E = 1.1 \frac{P_U l_{EF}}{2} = \frac{6.03 \times 3.5}{2} = 10.55KN$$

$$V_F = -\frac{P_U l_{EF}}{2} = -1.1 \frac{6.03 \times 3.5}{2} = -11.61KN$$

Les sollicitations pour chaque type de poutrelle :

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Plancher terrasse inaccessible :

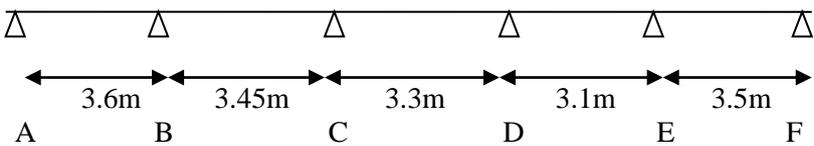
Tableau22 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 1

Travée	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P' _U	P' _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.2	4.7	3.41	15.89	11.53	0	0	-12.85	-9.32	16.25	11.89	19.55	-14.61
B-C	5.4	4.7	3.41	17.13	12.43	-12.85	-9.32	-8.03	-5.82	13.57	9.97	18.63	-16.85
C-D	3.6	4.7	3.41	7.61	5.52	-8.03	-5.82	-4.4	-3.19	4.67	3.33	12.83	-10.82
D-E	3.45	4.7	3.41	6.99	5.07	-4.4	-3.19	-4.04	-2.93	5.56	4.08	11.45	-11.23
E-F	3.3	4.7	3.41	6.39	4.64	-4.04	-2.93	-3.63	-2.64	5.11	3.75	10.96	-10.72
F-G	3.1	4.7	3.41	5.65	4.09	-3.63	-2.64	-5.37	-3.89	3.42	2.52	10.5	-9.86
G-H	3.5	4.7	3.41	7.19	5.22	-5.37	-3.89	0	0	7.55	5.53	13.03	-9.96

Tableau23 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 2

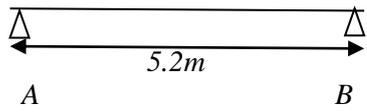
Travée	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P' _U	P' _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.2	4.7	3.41	15.89	11.53	0	0	-12.85	-9.32	16.25	11.89	19.55	-14.61
B-C	5.4	4.7	3.41	17.13	12.43	-12.85	-9.32	-8.89	-6.45	13.12	9.64	18.47	-17.01
C-D	3.6	4.7	3.41	7.61	5.52	-8.89	-6.45	0	0	6.66	4.89	14.30	-9.29

Tableau24: les sollicitations dans les poutrelles pour type 3



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P _U	P _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	3.6	6.57	4.8	10.64	7.77	0	0	-5.32	-3.88	8.51	6.22	11.82	-13
B-C	3.45	6.57	4.8	10.19	7.44	-5.32	-3.88	-3.9	-2.85	6.36	4.65	12.46	-11.33
C-D	3.3	6.57	4.8	9.75	7.12	-3.9	-2.85	-3.57	-2.16	5.64	4.12	10.84	-10.84
D-E	3.1	6.57	4.8	9.1	6.68	-3.57	-2.16	-5.03	-3.67	4.91	3.59	10.18	-11.2
E-F	3.5	6.57	4.8	10.34	7.54	-5.03	-3.67	0	0	8.48	6.2	12.64	-11.49

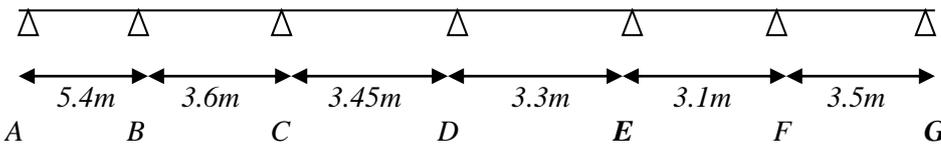
Tableau25 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 4



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P _U	P _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.2	6.57	4.8	22.2	16.22	0	0	0	0	22.2	16.22	17.08	-17.08

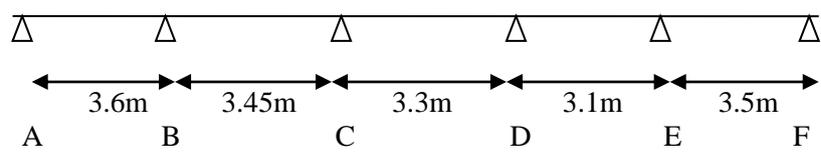
Etage courant :

Tableau26 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 1



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P _U	P _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.4	4.5	3.23	16.40	11.77	0	0	-11.6	-8.32	16.56	12.00	14.13	-18.43
B-C	3.6	4.5	3.23	7.29	5.23	-11.6	-8.32	-4.22	-3.03	2.21	1.64	12.9	-8.8
C-D	3.45	4.5	3.23	6.7	4.81	-4.22	-3.03	-3.7	-2.66	5.01	3.64	10.55	-10.25
D-E	3.3	4.5	3.23	6.13	4.4	-3.7	-2.66	-3.48	-2.5	4.62	3.36	10.01	-9.88
E-F	3.1	4.5	3.23	5.41	3.88	-3.48	-2.5	-5.15	-3.69	2.95	2.16	8.81	-9.88
F-G	3.5	4.5	3.23	6.89	4.95	-5.15	-3.69	0	0	6.84	4.96	12.02	-9.08

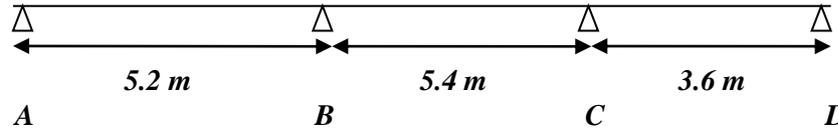
Tableau27 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 2



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P _U	P _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	3.6	6.03	4.36	9.77	7.06	0	0	-4.885	-3.53	7.97	5.76	10.85	-11.94
B-C	3.45	6.03	4.36	8.97	6.49	-4.885	-3.53	-3.59	-2.59	5.33	3.85	11.44	-10.40
C-D	3.3	6.03	4.36	8.21	5.94	-3.59	-2.59	-3.28	-2.37	4.63	3.35	9.95	-9.95
D-E	3.1	6.03	4.36	7.24	5.24	-3.28	-2.37	-4.62	-3.34	6.09	4.4	9.34	-10.28
E-F	3.5	6.03	4.36	9.23	6.68	-4.62	-3.34	0	0	8.03	5.81	10.55	-11.61

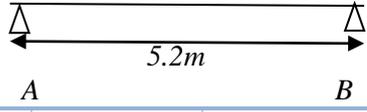
Tableau28 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 3

$P_U=6.03\text{KN/ml}$
 $P_S=4.36\text{KN/ml}$



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P' _U	P' _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.2	4.5	3.23	15.21	10.92	0	0	-12.30	-8.83	14.69	10.65	13.31	-18.04
B-C	5.4	4.5	3.23	16.40	11.77	-12.30	-8.83	-8.5	-6.1	11.62	8.456	16.98	-15.57
C-D	3.6	4.5	3.23	7.29	5.23	-8.5	-6.1	0	0	5.98	4.34	13.21	-8.49

Tableau29 : les sollicitations dans les poutrelles pour type 4



Travée	L(m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (kN)	V _d (KN)
		P _U	P _S	M ₀ ^U	M ₀ ^S	M _g ^U	M _g ^S	M _d ^U	M _d ^S	M _t ^U	M _t ^S		
A-B	5.2	6.03	4.36	20.38	14.74	0	0	0	0	20.38	14.74	15.68	-15.68

Tableau 30 : Les sollicitations maximales (plancher) utilisée dans le ferrailage

poutrelles	ELU				ELS		
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_U^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Etage courant	20.38	-12.30	-3.06	-18.43	14.74	-8.83	-2.21
Terrasse inaccessible	22.20	-12.85	-2.38	19.55	16.22	-9.32	-1.73

3.2.2.Ferrailage des poutrelles :

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

Le dimensionnement des poutrelles :

$$h_t = 24 \text{ cm} ; 0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$$

$$= (7.2 \text{ à } 19.2)$$

$$\text{On adopte : } b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

$$l_x = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

L_y : longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles (entre nus d'appuis).

$$l_y = 3.1 - 0.3 = 2.8 \text{ m}$$

Soit à la limite :

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{280}{10} \right] = \text{Min}[27,5 ; 28] = 27,5 \text{ cm}$$

On adopte : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$$

Soit : **b = 65 cm.**

Calcul des armatures longitudinales :

Plancher étage courant :

Calcul à L'ELU :

Calcul de moment équilibré par la table de compression $M_{tu} : d = 0.9h$.

Si : $M_u \leq M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b * h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.074 \text{ MN.m} = 74 \text{ KN.m}$$

On à $M_t^{max} = 20.38 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ 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 $b \times h$.

1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.38 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.046 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le **pivot A** : $\varepsilon_{st} = 10\%$ $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = 0.059$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.059) = 0.215 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_{tr}}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{tr} = \frac{20.38 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} \Rightarrow A_{tr} = 2.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.72 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2) < A_{tr}$$

On opte pour : $A_{tr} = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$.

2- En appuis :

2.1. Appuis intermédiaires : $M_a^{max} = -12.30 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.30 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.179 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le **pivot A** : $\varepsilon_{st} = 10^\circ \%$ $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}.$$

Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$\mu_{bu} = 0.179 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.248$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.248) = 0.198 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{12.30 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} \Rightarrow A_a = 1.78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.78 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 2.66 \times 10^{-5} \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 0.266 \text{ cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1HA12 + 1HA10 = 1.92cm^2$

2.2. Appui de rive : $M_a^{max} = -3.06 KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.06 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.045 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le **pivot A** : $\varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa.$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}.$$

Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.3916.$

$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.058) = 0.215 m.$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{3.06 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} \Rightarrow A_a = 4.09 \times 10^{-5} m^2 = 0.409 cm^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 2.66 \times 10^{-5} cm^2.$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 0.266 cm^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1HA12 = 1.13 cm^2$

- **Vérification à L'ELU :**

a- Cisaillement :

$$V^{max} = -18.43KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{18.43 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_U = 0.84Mpa.$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right] = 3.33Mpa \\ \tau_U < \bar{\tau}_u. \quad \text{Vérifier.} \end{cases}$$

b- Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = 6\text{mm} ; \text{ On adopte un étrier } \phi 6 \text{ avec } A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2.$$

c- Espacement :

$$1. S_t \leq \min(0,9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,8 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{i,j} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{flexion simple} \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$\Rightarrow K = 1 \text{ CBA. art A. 5.1.2.3}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (flexion simple, cadres droites)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,56 \times 10^{-4} \times 0,8 \times 400}{0,1(0,84 - 0,3 \times 2,1)} = 0,85$$

$$3. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,56 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,1} = 0,56$$

On prend donc $S_t = 15 \text{ cm}$

d- Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_U :

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(18,43 \times 10^{-3} - \frac{12,30 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$\Rightarrow A_l \geq -1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1,26 \text{ cm}^2.$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_U (pas d'influence sur les A_l).

2. Au niveau de l'appui de rive :

on a : $M_U = 0 \text{ KN.m}$

$$A_l \geq \frac{V_U \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{18,43 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 5,3 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow (A_l = 4,91 \text{ cm}^2) \geq 0,53 \text{ cm}^2$$

e- Vérification de la jonction table nervure:

$$\tau_U = \frac{V_U \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0,9 * d * b * h_0} = \frac{18,43 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65 - 0,1}{2} \right)}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 0,985 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33Mpa \geq \tau_U = 0.985Mpa \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- Vérification à L'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée : $M_t^{max} = 14.74KN.m$

-) Position de l'axe neutre y :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.04 \times 10^{-4}m$$

H<0 (Alors l'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en T)

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3.05] = 0$$

$$10y^2 + 541.5y - 2893 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

la solution d'équation : **y = 4.98cm**

-) Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.98^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.98 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times (22 - 4.98)^2 \Rightarrow I = 15602.82cm^4$$

-) Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{14.74 \times 10^{-3}}{15602.82 \times 10^{-8}} \times 0.0498 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.7Mpa$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.7\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérfié (BAEL E.III.2)}$$

En appui intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -8.83\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 1,92 \times y) - (15 \times 1,92 \times 22) = 0$$

$$\Rightarrow 5y^2 + 28,7y - 633,6 = 0$$

\Rightarrow solution d'équation: $y = 8,75\text{cm}$

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

$$I = \left(\frac{10}{3} \times 8,75^3\right) + (15 \times 1,92) \times (22 - 8,75)^2 = 7289,27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,83 \times 10^{-3}}{7289,27 \times 10^{-8}} 0,0875 = 10,6 \text{ Mpa}$$

Donc $\sigma_{bc} = 10,6 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

b. Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- Evaluation de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} ; \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{0.24}{5.4} \leq \frac{12}{15 \times 15.89} \Rightarrow 0.044 < 0.0503 \end{cases}$$

Puisque la condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

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

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l > 5m$:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} + 0.005 = \frac{540}{1000} + 0.005 = 1.04 \text{ cm}$$

f_{gv} . f_{gi} : Les flèches différées et instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 3,1 + 1 = 4,2 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.2 + 1.5 = 6.70 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 * 4,2 = 2.73 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.2 = 3.38 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 6.7 = 4.36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau 31 : Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$\left(\frac{q_j \times 2,34}{2}\right) \times (5,4 - 2,34) - 8,32\left(\frac{2,34}{5,4}\right)$	$M_j = 6,17 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$\left(\frac{q_g \times 2,34}{2}\right) \times (5,4 - 2,34) - 8,32\left(\frac{2,34}{5,4}\right)$	$M_g = 8,49 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$\left(\frac{q_p \times 2,34}{2}\right) \times (5,4 - 2,34) - 8,32\left(\frac{2,34}{5,4}\right)$	$M_p = 12 \text{ KN.m}$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : **$y = 4.98 \text{ cm}$**

Moment d'inertie de la section efficace : **$I = 15602.82 \text{ cm}^2$**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{10 \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3,05 \times 22 + 0)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15(3,05 + 0)} = 8,55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{by_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 8,55^3}{3} + 10 \frac{(24 - 8,55)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(8,55 - 4)^3}{3} + 15[3,05(22 - 8,55)^2 + 0]$$

$$= 32398,78 \text{ cm}^4$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \text{ avec } \rho = \frac{A_T}{b_0 d} \text{ pour les charges a courte durée d'application}$$

$\lambda_v = 0.4 \lambda_i$ pour les charges a longue durée d'application

Donc : LL

$$\rho = \frac{3,05}{10 \times 22} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0,014 \times (2 + 0.46)} = 3,05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3,05 = 1.22$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6,17 \times 10^{-3}}{15602,82 \times 10^{-8}} (0,22 - 0,0498) \Rightarrow \sigma_s = 100,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,49 \times 10^{-3}}{15602,82 \times 10^{-8}} (0,22 - 0,0498) \Rightarrow \sigma_s = 122,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 12 \times 10^{-3}}{15602,82 \times 10^{-8}} (0,22 - 0,0498) \Rightarrow \sigma_s = 196,35 \text{ MPa}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t18}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 100,95 + 2,1} = 0,53$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 122,59 + 2,1} = 0,60$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 196,35 + 2,1} = 0,71$$

Calcul de l'inertie fissurée:

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$I_{fv g} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda\nu\mu} = \frac{1,1 \times 32398,78}{1 + 1,22 \times 0,60} = 20576,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi g} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda i\mu} = \frac{1,1 \times 32398,78}{1 + 3,05 \times 0,60} = 12593,16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi j} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda i\mu} = \frac{1,1 \times 32398,78}{1 + 3,05 \times 0,53} = 13620,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi p} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda i\mu} = \frac{1,1 \times 32398,78}{1 + 3,05 \times 0,71} = 11258,50 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fgv}} = \frac{8,49 \times 10^{-3} \times 5,4^2}{10 \times 10818,87 \times 20576,6 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fgi}} = \frac{8,49 \times 10^{-3} \times 5,4^2}{10 \times 32456,60 \times 12593,16 \times 10^{-8}} = 0,0061 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fj}} = \frac{6,17 \times 10^{-3} \times 5,4^2}{10 \times 32456.60 \times 13620,74 \text{ cm}^4 \times 10^{-8}} = 0,0041m$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fp}} = \frac{12 \times 10^{-3} \times 5,4^2}{10 \times 32456.60 \times 11258,50 \times 10^{-8}} = 0,0095m$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f_t = (0,011 - 0,0041) + (0,0095 - 0,0061) = 0.0103cm \leq \bar{f} = 0.01040cm \text{ Condition Vérifié.}$$

Tableau 32 : Le résumé des ferrailrages de toutes les poutrelles

		M(KNm)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Etagé courant	travée	20,38	0,046	0,059	0,215	2,72	1,73	2HA12+1HA10= 3,05
	Appuis interm	12,30	0,179	0,298	0,198	1,78	0,266	1HA12+1HA10= 1,92
	Appuis de rive	3,06	0,045	0,045	0,215	0,409	0,266	1HA12=1,13
Terrasse non accessible	travée	22.2	0,036	0,046	0,215	2,17	1,73	3HA12 = 3,39
	Appuis interm	12,85	0,186	0,259	0,197	1,87	0,266	1HA12+1HA10= 1,92
	Appuis de rive	2,38	0,035	0,045	0,216	0,79	0,266	1HA10=0,79

Tableau 33 : Etat limite de compression de béton

plancher	En travée				En appui					Obs.
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	
Etagé Habitation	14.74	4.98	15602.82	4.7	8.83	8.75	7289.2 7	10.6	15	vérifiée
Terrasse accessible	16.22	5.24	17366.04	4.89	9.32	8.75	7289.2 7	11.18	15	vérifiée

Etat limite de déformation pour les autres types de poutrelles :

Vérification de la flèche pour les poutrelles type 1 étage courant et type 1 terrasse inaccessible sont exposée dans le tableau suivant :

Tableau 34 : Vérification de la flèche pour les poutrelles

poutre	$q_j(KN/ml)$	$M_{jser}(KNm)$	$If_j(cm^4)$	$\sigma_j(Mpa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
type1 Etg c	2,73	6,17	13620,74	100,95	0,53	4.1
type1 Ter	3,51	11.86	12222,16	171,69	0,7	8.7
	$q_g(KN/ml)$	$M_{gser}(KNm)$	$If_g(cm^4)$	$\sigma_g(Mpa)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
type1 Etg c	3,38	8,49	12593,16	122,59	0,60	6.1
type1 Ter	4,15	14.02	11667.67	202.95	0,75	10
	$q_p(KN/ml)$	$M_{pser}(KNm)$	$If_p(cm^4)$	$\sigma_p(Mpa)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
type1 Etg c	4,36	12	11258,50	196,35	0,71	9.5
type1 Ter	4,797	16.22	11358.49	234.66	0,78	12
	$q_g(KN/ml)$	$M_{gser}(KNm)$	$If_{gv}(cm^4)$	$\sigma_{gv}(Mpa)$	μ_p	$f_{gv}(mm)$
type1 Etg c	3,38	8,49	20576,6	156,71	0,6	0,011
type1 Ter	4,15	14.02	19767.15	202.95	0,75	19

{ type 1(étage courant): $\Delta f = 10,3\text{ mm} < f_{adm} = 10,4\text{ mm}$ **condition vérifié**
 { type 1(terrasse): $\Delta f = 12.3\text{ mm} > f_{adm} = 10,4\text{ mm}$ **condition n'est pas vérifié**

Solution :

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour les poutrelles de terrasse, alors on doit augmenter la section de ferrailage.

Donc on adopte $3HA14 = 4.61\text{ cm}^2$

Tableau 35 : Schémas de ferrailage des poutrelles

plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles	
	Terrasse inaccessible	Etage courant
Appuis de rive		
Appuis inter		
travée		

3.2.3. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$- \text{si } l_0 < 50\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (cm^2) f_e \text{ en MPa}$$

$$- \text{si } 50\text{cm} < l_0 < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 l_0}{f_e} (cm^2) \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

l_0 : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l_0 = 65 \text{ cm}$

$$- 50\text{cm} < l_0 < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (cm^2)$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(3\phi6)$ de surface $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm} \leq 20$ **Condition vérifiée**

Donc : pour 1ml on prend $5\phi6 / \text{ml}$ de surface $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit $5\phi6$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

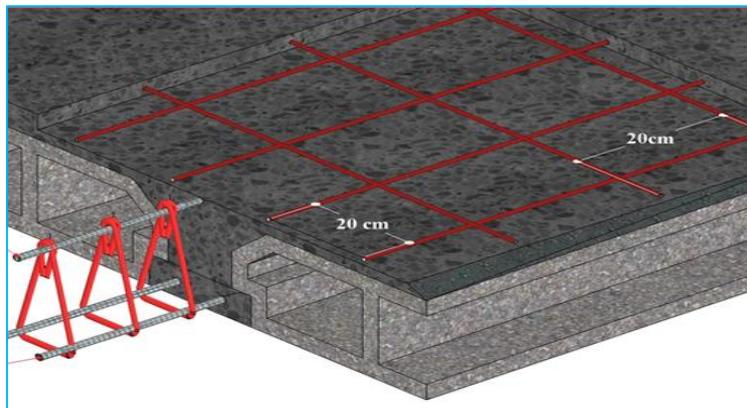


Figure 22 : Schémas de ferrailage de la dalle de compression.

3.3. Etude des dalles pleines :

3.3.1. Dalle pleine sur quatre appuis (étage courant) :

on a : $L_x=4,8$ m et $L_y=6,45$ m

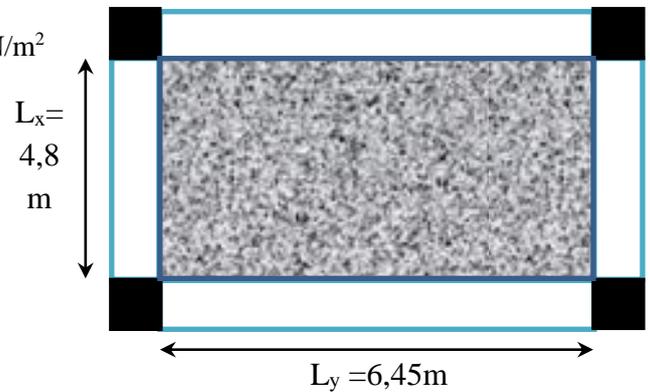
charge sur la dalle pleine pour 1ml : $(G=4,52 ; Q=1,5)$ KN/m²

$$ELU: q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,35 \text{ KN/ml}$$

$$ELs: q_s = G + Q = 6,02 \text{ KN/ml}$$

calcul des moments :

$$\text{on a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4$$



Alors la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} \rho = 0,74 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 12,18 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6,01 \text{ KN.m} \end{cases} ELU$$

$$ELs \begin{cases} \rho = 0,74 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 9,65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6,09 \text{ KN.m} \end{cases} ELs$$

En travée:

$$\text{panneau intermédiaire} \begin{cases} M_t^x = 0,75 * M_0^x \\ M_t^y = 0,75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 9,14 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4,51 \text{ KN.m} \end{cases}; ELs \begin{cases} M_t^x = 7,24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis:

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3M_0^x; & \text{appuis de rive} \\ -0,5M_0^x; & \text{appuis intermédiaire} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire:

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -6,09 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -4,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4 \text{ donc } V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 * L_y^4} \Rightarrow V_u = 15,34 \text{ KN}$$

3.3.2. Ferrailage de la dalle :

les dalles sont ferrillées a la flexion simple comme des sections rectangulaire d'aire ($b \times h = 1 \times e$), le ferrailage longitudinale obtenue sera en cm^2/m

$$b = 100 \text{ cm}, e = 12 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, d = 9 \text{ cm}.$$

Ferrailage en travée :

Selon L_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{9,14 * 10^{-3}}{1 * 0,09^2 * 14,2} = 0,079 < 0,186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A}$$

$$: \varepsilon_{st} = 10^{\circ} \% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu_l = 0,8 * \alpha_l * (1 - 0,4\alpha_l), \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l}, \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}.$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}, \alpha_l = 0,668, \mu_l = 0,3916.$$

$$\mu_{bu} = 0,079 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,079}) = 0,102$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09(1 - 0,4 * 0,102) = 0,086 \text{ m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_u^t}{\sigma_{st} * Z} \Rightarrow A_a = \frac{9,14 * 10^{-3}}{0,086 * 348} \Rightarrow A_t^x = 3,24 * 10^{-4} m^2 = 3,12 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau :

Tableau 36 : résultats de ferrailage de la dalle pleine(étage courant)

sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
travée	x-x	9,14	0,079	0,102	0,086	3,12
	y-y	4,51	0,039	0,049	0,088	1,49
appui	x-x	6,09	0,053	0,068	0,087	2,01
	y-y					

Vérification a l'ELU :

a-condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : coefficient dépend du type d'acier utilisé :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,74)}{2} * 100 * 12 = 1,08 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 12 = 0,96 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

La condition de fragilité est vérifié donc on ferraille avec $A_{calculé}$.

$$A_t^x = 3,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 1,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_a^x = A_a^y = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3HA10/ml = 2,36 \text{ cm}^2/ml$$

b- Espacement des armatures :

$$F.P.N \Rightarrow S_t \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_{tx} = S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

c-vérification des armatures secondaires :

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,785 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d- vérification de l'effort tranchant :

on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau^{lim} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 15,34 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{15,34 * 10^{-3}}{1 * 0,09} = 0,17 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Les aciers transversaux dans la dalle n'est pas nécessaire.

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

$$A_l \geq \frac{V^{max} * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow 3,14 cm^2 \geq \frac{15,34 * 1,15}{400} = 0,44 cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification a l'ELS :

a- Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 6,02 \frac{KN}{ml}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}; ELS \begin{cases} M_t^x = 7,24 KN.m \\ M_t^y = 4,57 KN.m \end{cases}$$

Sens x-x $A_x = 3,14 cm^2, b = 100 cm, d = 9 cm$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2\right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0 \Leftrightarrow (50y^2) + (15 \times 3,14) \times (y - 9) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 423,9 = 0 \Rightarrow y=2,48 cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 2510,67 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,24 * 10^{-3}}{2510,67 * 10^{-8}} 2,48 * 10^{-2} Mpa = 7,15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_t^{ser} (d - y)}{I} = 15 \frac{7,24 * 10^{-3} (0,09 - 0,0248)}{2510,67} = 282,02 Mpa > \sigma_{adm} = 201,63 Mpa$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_t^{ser}}{20 * M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{0,12}{4,8} = 0,025 \geq 0,0375 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifié} \\ \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14 * 10^{-4}}{1 * 0,09} = 0,0035 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

Conclusion : on doit vérifié la flèche .

Puisque la condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

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

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle ce calcul selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l < 5m$:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 cm$$

$f_{gv} . f_{gi}$: Les flèches différées et instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{dalle\ pleine}) = 3\text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.52\text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.52 + 1.5 = 6.02\text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1 * 3 = 3\text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1 * 4,52 = 4,52\text{KN/ml.}$$

$$q_p = 1 * 6,02 = 6,02\text{ KN/ml.}$$

$$\mu_x = 0,0696\text{ a l'ELS}$$

Tableau 37 : calculs des moments correspondant dans la dalle pleine (étage courant)

Moment correspondant à q_j	$0.75 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 3,6\text{KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 5,44\text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 7,24\text{KN.m}$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 2,48\text{cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 2510,67\text{cm}^2$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(4,8*0.12)(0.06)+15*3,14*10^{-4}*0.09}{(4,8*0.12)+15*3,14*10^{-4}} =$$

$$y_G = 0.053\text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{4,8 * 0.12^3}{12} + (4,8 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.053 \right)^2 = 7,19 * 10^{-4} m^4$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} \text{ avec } \rho = \frac{A_T}{b * d} \text{ pour les charges a courte durée d'application}$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i \text{ pour les charges a longue durée d'application}$$

Donc :

$$\rho = \frac{3,14}{100 * 9} = 0,0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{5 * 0,0034} = 6,17$$

$$\lambda_v = 0.4 * 6,17 = 2,46$$

Tableau 38: vérification de la flèche de la dalle pleine (étage courant)

	M_i (KN/M)	σ_i (Mpa)	μ_i	I_f (m ⁴)	f_i (m)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$ (mm)
j	3.6	140,23	0.08	$I_{fij} = 4,81 * 10^{-4}$	$f_{ij} = 0,00054$	2.68 < 9.6 Condition de flèche est vérifiée
g	5.44	211,9	0.26	$I_{fvg} = 4,82 * 10^{-4}$	$f_{vg} = 0,0024$	
				$I_{fig} = 3,03 * 10^{-4}$	$f_{ig} = 0,00128$	
p	7.24	282,02	0.38	$I_{fip} = 2,36 * 10^{-4}$	$f_{ip} = 0,0021$	

3.3.3. Dalle pleine sur quatre appuis (terrasse inaccessible) :

on a : $L_x=4,8$ m et $L_y=6,45$ m

charge sur la dalle pleine pour 1ml : (G=6,176 ; Q=1)KN/m²

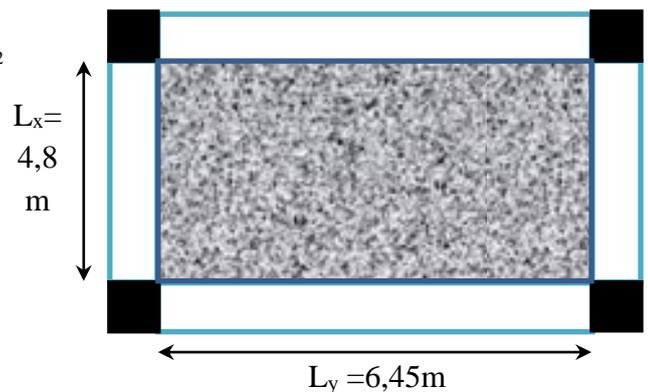
$$ELU: q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,83 \text{ KN/ml}$$

$$ELs: q_s = G + Q = 7,176 \text{ KN/ml}$$

calcul des moments :

$$\text{on a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens



$$ELU \begin{cases} \rho = 0,74 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe} \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 14,33 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7,07 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ELU}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0,74 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe} \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 11,50 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7,26 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ELS}$$

En travée:

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 10,74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,30 \text{ KN.m} \end{cases}; \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 8,62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis :

Appuis intermédiaire :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -7,16 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -5,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de effort tranchant:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4 \text{ donc } V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_u = 18,05 \text{ KN}$$

3.3.4.Ferraillage de la dalle :

Ferraillage en travée :

Selon L_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{10,74 * 10^{-3}}{1 * 0,09^2 * 14,2} = 0,093 < 0,186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A}$$

$$: \varepsilon_{st} = 10^{\circ} \% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_l = 0,8 * \alpha_l * (1 - 0,4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}.$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}, \alpha_l = 0,668, \mu_l = 0,3916.$$

$$\mu_{bu} = 0,093 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,093}) = 0,122$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09(1 - 0,4 * 0,122) = 0,085 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_u^t}{\sigma_{st} * Z} \Rightarrow A_a = \frac{10,74 * 10^{-3}}{0,085 * 348} \Rightarrow A_t^x = 3,63 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,63 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 39 : résultats de ferrailage de la dalle pleine(terrasse)

sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
travée	x-x	10,74	0,093	0,122	0,085	3,63
	y-y	7,07	0,061	0,078	0,087	2,33
appui	x-x	7,16	0,062	0,080	0,087	2,36
	y-y					

Vérification a l'ELU :

a-condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,74)}{2} * 100 * 12 = 1,08 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 12 = 0,96 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

La condition de fragilité est vérifiée donc on ferraille avec $A_{calculé}$.

$$A_t^x = 3,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 2,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5HA8/ml = 2,51 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_a^x = A_a^y = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

b- Espacement des armature :

$$F.P.N \Rightarrow S_t \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_{tx} = S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

c-vérification des armatures secondaires :

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,982 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d- vérification de l'effort tranchant :

on doit vérifier que :

$$V_u = 18,05 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,05 * 10^{-3}}{1 * 0,09} = 0,20 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les aciers transversaux dans la dalle n'est pas nécessaire.

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

$$A_l \geq \frac{V^{max} * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 \geq \frac{18,05 * 1,15}{400 * 10^{-1}} = 0,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification a l'ELS :

b- Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 7,176 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} ; ELS \begin{cases} M_t^x = 8,62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x $A_x = 3,93 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm}$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2\right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0 \Leftrightarrow (50y^2) + (15 \times 3,93) \times (y - 9) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 58,95y - 530,55 = 0 \Rightarrow y=2,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 2995,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,62 * 10^{-3}}{2995,68 * 10^{-8}} 2,72 * 10^{-2} = 7,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} = 15 \frac{8,62 * 10^{-3}(0,09 - 0,0272)}{2995,68 * 10^{-8}} = 271,05 \text{ Mpa} > \sigma_{adm} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_t^{ser}}{20 * M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{0,12}{4,8} = 0,025 \geq 0,0375 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93 * 10^{-4}}{1 * 0,09} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion : on doit vérifié la flèche .

Pour $l < 5m$:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1 * 3 = 3 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1 * 6,176 = 6,176 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1 * 7,176 = 7,176 \text{ KN/ml.}$$

$$\mu_x = 0,0696 \text{ a l'ELS}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 2,72\text{cm}$

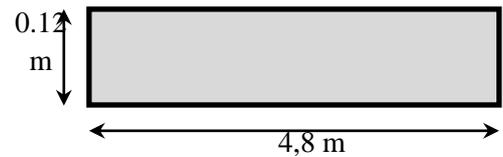
Moment d'inertie de la section efficace : $I = 2995,68\text{cm}^2$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(4,8 \cdot 0,12)(0,06) + 15 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 0,09}{(4,8 \cdot 0,12) + 15 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4}} =$$

$y_G = 0,060\text{ m.}$



$$I_0 = \frac{4,8 \cdot 0,12^3}{12} + (4,8 \cdot 0,12) \left(\frac{0,12}{2} - 0,060 \right)^2 = 6,91 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\rho = \frac{3,93}{100 \times 9} = 0,0043$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \cdot 0,0043} = 4,88$$

$$\lambda_v = 0,4 \times 4,88 = 1,95$$

Tableau 40 : vérification de la flèche de la dalle pleine (terrasse)

	M_i (KN/M)	σ_i (Mpa)	μ_i	I_f (m ⁴)	f_i (m)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$
j	3.6	113,2	0.091	$I_{fij} = 5.25 \times 10^{-4}$	$f_{ij} = 0.00048$	3.62 < 9.6 Condition de flèche est vérifiée
g	7.42	233.32	0.39	$I_{fvg} = 4.31 \times 10^{-4}$	$f_{vg} = 0.0036$	
				$I_{fig} = 2.61 \times 10^{-4}$	$f_{ig} = 0.002$	
p	8.63	271.37	0.41	$I_{fip} = 3.37 \times 10^{-4}$	$f_{ip} = 0.0025$	

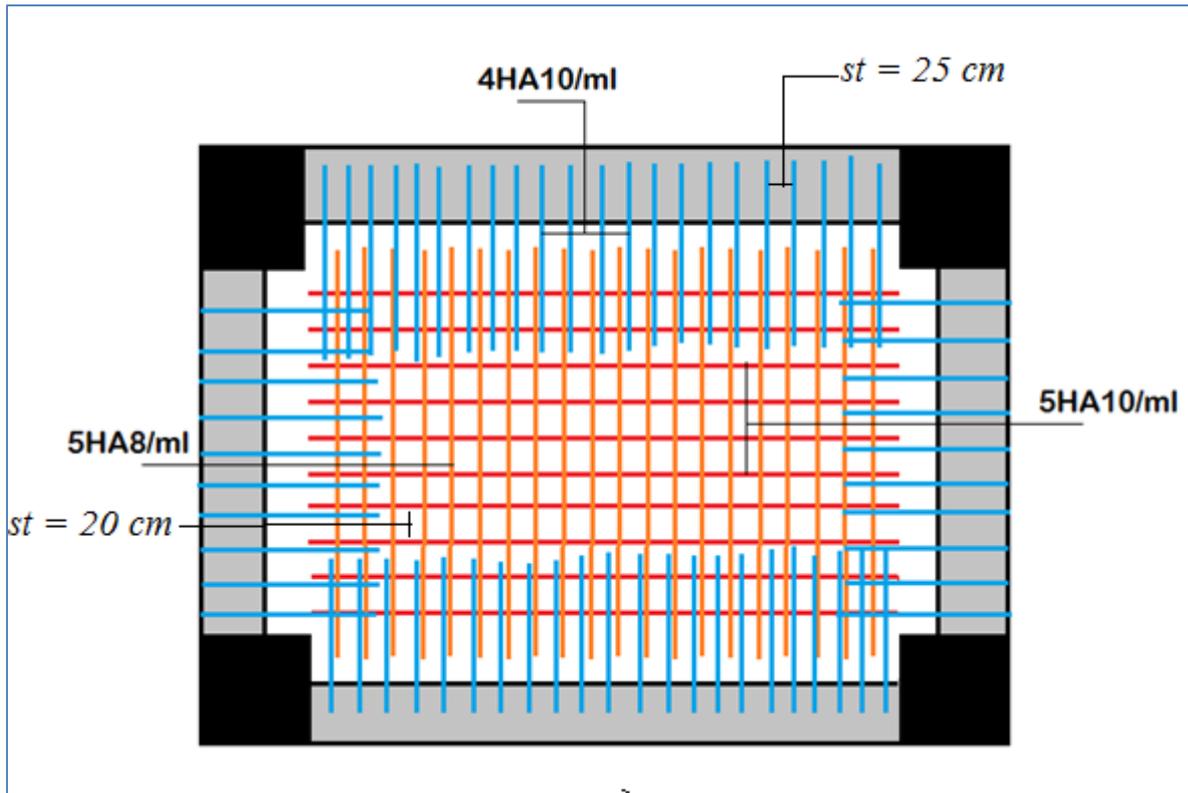


Figure 23 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine de terrasse.

2.4.Calcul des balcon :

Introduction :

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Schéma statique :

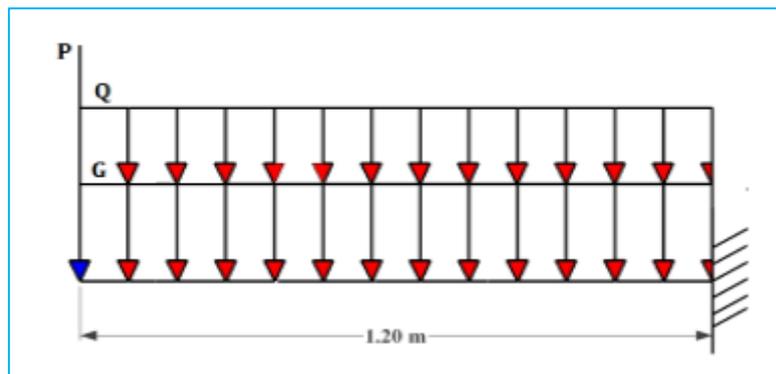


Figure 24 : Schéma statique pour les balcons

Evaluation des charges de balcon :

- La surcharge permanente $G = 5.53 \times 1m = 5.53KN/ml$.
- La surcharge d'exploitation $Q = 3,50 \times 1m = 3,50KN/ml$.
- Poids propre de mur extérieur:
- Mur (15 cm) $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 KN$
- Enduis en ciment (2 cm) $22 \times 0,02 \times 1,50 \times 2 \times 1 = 1.32 KN$

$$P = 4,47KN.$$

Combinaison de charges :

E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,53) + 1,5(3,50) = 12,71KN/ml.$$

$$P_u = 1,35P = 1,35(4,47) = 6.03KN.$$

E.L.S :

$$Q_s = G + Q = (5,53) + (3,50) = 9.03KN/ml.$$

$$P_s = G = (4,47) = 4,47KN.$$

Calcul des moments :

Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1,20m$

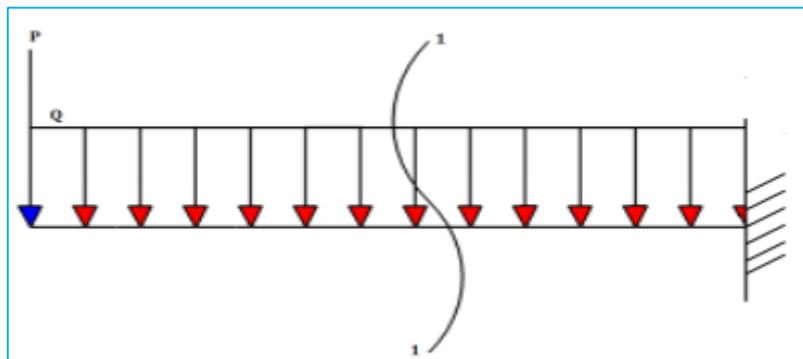


Figure 25: Coupe de calcul de balcon.

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 1.2 \end{array} \right. \quad M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x = \frac{12.71 \times 1.2^2}{2} + 6.03 \times 1.2 \Rightarrow M_u = 16.38 KN.m$$

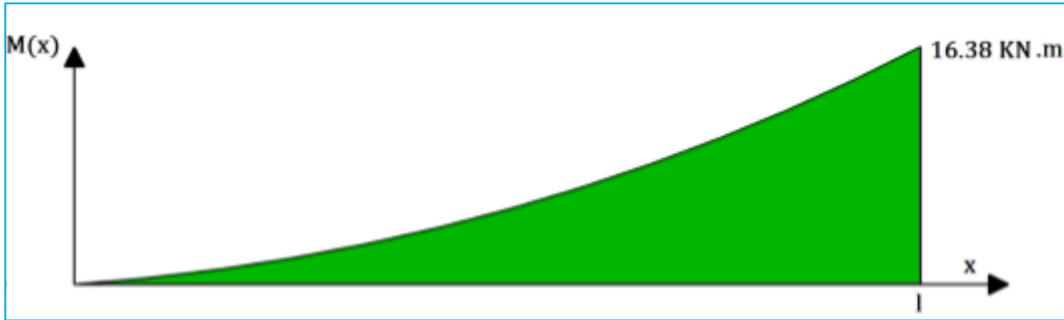


Figure 26 : Diagramme des moment a l'ELU

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 1.2 \end{array} \right. \begin{array}{l} \Rightarrow M_{ser} = 0. \\ M_u = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x = \frac{9.03 \times 1.2^2}{2} + 4.47 \Rightarrow M_{ser} = 10.97 \text{ KNm} \end{array}$$

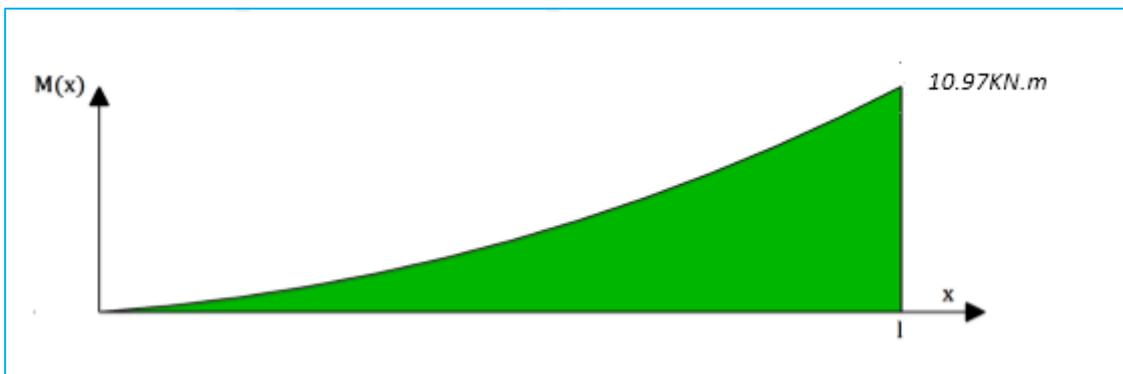


Figure 27: Diagramme des moment a l'ELS

Calcul de ferrailage :

On a : $b = 100\text{cm}$ $d = 13\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A'_s = \mathbf{0(S.S.A.C.)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068}) \Rightarrow \alpha = 0,088 < 0,259 \text{ donc pivot A}$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 \times 0.088) = \mathbf{0.125m}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{16.38}{0.125 \times 348 \times 10^3} = 3,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,76 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA12** dont $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Espacement : $St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4 HA 8** ($A_s = 2.01$). Avec un espacement de 25cm.

Condition de non-fragilité :

Selon l'article (B.6.4) de BAEL 91

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

Et $A_s > A_{min}$ **condition vérifiée.**

Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3}, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.633 \text{ MPa} \cong 202 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \end{cases}$$

Calcul des contraintes :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : ($x=y$) $\sigma_{(x)} = Ky$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : (x=d-y) $\sigma_{(x)} = 15K(d - y)$

On à $M_{ser} = 10.97$ KNm/ml, $A_s = 5.65cm^2$ et $A'_s = 0$

Position de l'axe neutre(y) :

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0.$$

$$50y^2 + 84.75 y - 1101.75 = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 3.92cm$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 8995.2 cm^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.97 \times 10^{-3}}{8995.2 \times 10^{-8}} 0.0392 = 4.78 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 166.1MPa < \bar{\sigma}_s = 202MPa \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{L}{16} \Rightarrow 15 \geq \frac{120}{16} = 7.5 \quad \text{condition vérifiée} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 5.65 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable

$$x = 1.2 \quad V_u = Q_u \times x + P_u \Rightarrow V_u = 21.28 KN.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21.28 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.163 MPa \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right\} = 2.5 MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{lim} \text{ donc } \tau_u \leq \bar{\tau}_{lim} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification au séisme :

D'après le RPA 99 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 du RPA99 v2003

$$A = 0.15$$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 **C_p = 0.8**

W_p : c'est le poids propre de balcon. **W_p = G = 5.53 KN/ml**

Application numérique : **F_p = 4 × 0.15 × 0.8 × 5.53 = 2.65 KN/ml.**

$$\text{Sous } F_p : \begin{cases} M_E = 1.35 \times F_p \times x = 3.57 \times 1.2 = 4.28 \text{ KN.m/ml.} \\ V_E = F_p = 1.35 \times F_p = 1.35 \times 2.65 = 3.57 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Remarque : nous voyons que : $\begin{cases} M_E = 4.28 \text{ KN.m} < M_u = 16.38 \text{ KN.m} \\ V_E = 3.57 \text{ KN} < V_u = 21.28 \text{ KN} \end{cases}$

Donc le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié vis-à-vis l'action horizontale du séisme.

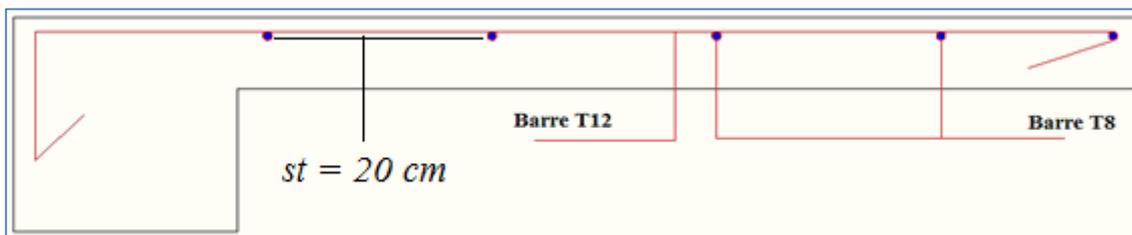
Schéma de ferrailage :

Figure 29: schéma de ferrailage du balcon

2.5. Etude de l'escalier :**Hypothèses de calcul :**

- Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,

- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

-On étudié un seul type d'escalier, c'est celui du RDC qui présente le cas le plus défavorable

Charges permanentes :

$$G_{volée} = 9.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{palier} = 6.07 \text{ KN/m}^2.$$

$$epaisseur = 20 \text{ cm.}$$

Charges d'exploitation :

Suivant le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.et pour le cas des escaliers des bâtiments à usage d'habitation, une charge d'exploitation de **2.50 KN/m²** est prévue pour l'ensemble volée-palier.

Combinaison de charges :

Combinaison des charges :

Zone volée :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU : } q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q = 1.35 \times 9,72 + 1.5 \times 2.5 = 16,87 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } q_v^{ser} = G_v + Q = 9,72 + 2.5 = 12,22 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Zone palier :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU : } q_p^u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 6.07 + 1.5 \times 2.5 = 11.94 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } q_p^{ser} = G_p + Q = 6.07 + 2.5 = 8.57 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Etude du volé :

Schéma statique : est représenté sur la figure suivante

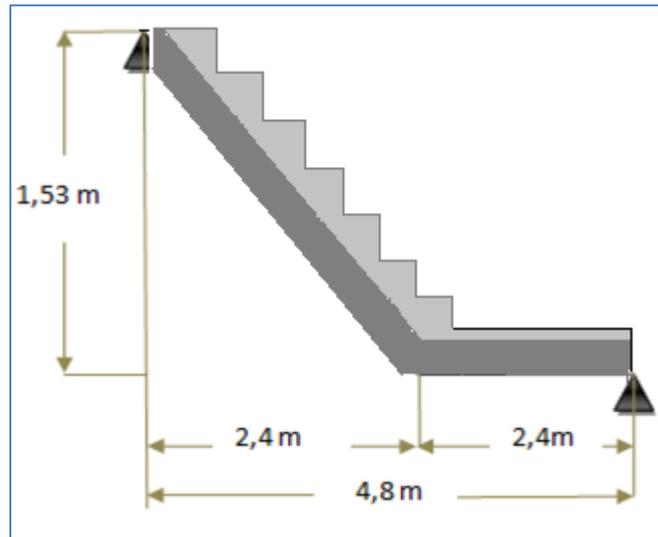


Figure 30: schémas de l'escalier.

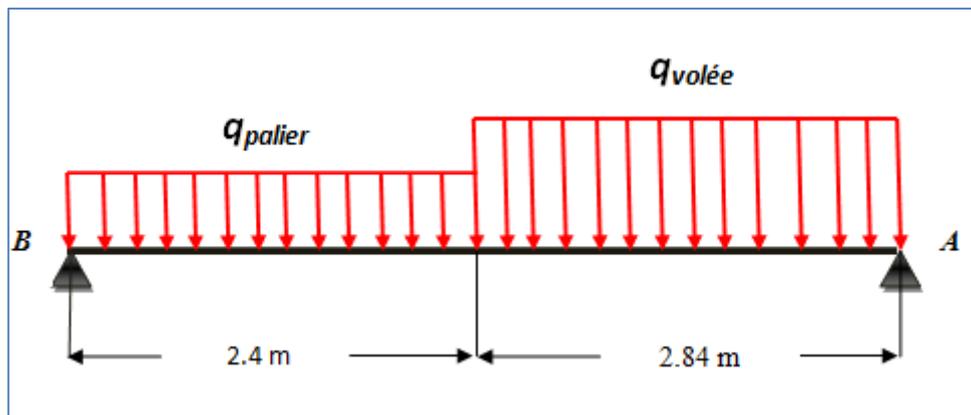


Figure 31: schémas statique équivalente de l'escalier.

Tableau 41: Sollicitations dans l'escalier

Schémas statique	diagrammes
<p>ELU : $q_v^u = 16,87 \text{ KN/ml}$ $q_p^u = 11,94 \text{ KN/ml}$</p>	
Réactions aux appuis :	
$R_A = 41,49 \text{ KN}$	
$R_B = 35,07 \text{ KN}$	
Sollicitations :	
<p>Tronçon [0 – 2,4] :</p> $x = 0, \begin{cases} V_B = -35,37 \text{ KN} \\ M_0 = 0 \end{cases}$ $x = 2,4, \begin{cases} V = -6,40 \text{ KN} \\ M = 49,78 \text{ KN.m} \end{cases}$	
<p>Tronçon [0 – 2,84] :</p> $x = 0, \begin{cases} V_a = -41,49 \text{ KN} \\ M_0 = 0 \end{cases}$ $x = 2,84, \begin{cases} V = -6,40 \text{ KN} \\ M = 49,78 \text{ KN.m} \end{cases}$ <p>$X = 2,45 \Rightarrow M^{max} = 50,50 \text{ KN.m}$</p>	
Sollicitations maximales :	
<p>$M^{max} = 50,50 \text{ KN.m}$</p> <p>En travée : $M_t^u = 0,85 * M^{max} =$ $42,80 \text{ KN.m}$</p> <p>En appui : $M_a^u = -0,3 * M^{max} =$ $-15,15 \text{ KN.m}$</p> <p>Effort tranchant : $V = -41,49 \text{ KN}$</p>	

Calcul du ferrailage à l'ELU :

Ferrailage en travée :

On à : $M_u = 42.80 \text{ KNm/ml}$, $M_{ser} = 31.28 \text{ KNm/ml}$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{42.80}{31.28} = 1.36 \cong 1.4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.4 - 0.1776 = 0.286 \cong 0.29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_{lu} \cong 0.29 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.135$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17(1 - 0.4 \times 0.135) = 0.160 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en *Pivot A*

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{42.80 \times 10^{-3}}{0.16 \times 348} = 7.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.68 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$$A_{smin} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{2; 7.68\} = 7.68 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée **5T14** avec : $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$ et un espacement de :

$$s_t = 20 \text{ cm} < \bar{s}_t = \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T8** avec $A_r = 2.51 \text{ cm}^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 20 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Ferraillage sur appuis :

On a: $M_U = -15,15 \text{ KNm/ml}$ et $M_{SER} = -11.06 \text{ KNm/ml}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{-15,15}{-11.06} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} feE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.286$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{(15,15 \times 10^{-3})}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.0369 < \mu_{lu} = 0.286 \rightarrow \text{donc SSAC} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.047$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17(1 - 0.4 \times 0.047) = 0.166 \text{ m} = 16,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{(15,15 \times 10^{-3})}{16,6 \times 10^{-2} \times 348} = 2,62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_s^{ELU}; A_s^{min}\} = \max\{2; 2,62\} = 2.62 \text{ cm}^2$$

Description des barres principales :

On adopte en appuis 4T10 dont $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$, et espacement entre barres de :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < S_t = \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 42 du BAEL91 modifier99 on a :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 4T8 avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, et un espacement entre barres de :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Calcul des contraintes σ_s et σ_{bc} :

En travée :

On a: $M_{ser} = 31.28 \text{ KNm/ml}$, $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y_1 - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \rightarrow y = 5.21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2] \rightarrow I = 20768.99 \text{ cm}^4$$

Et par conséquent

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y = 7.83 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 266.35 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Sur appuis :

On a: $M_{ser} = 11.06 \text{ KNm/ml}$, $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\frac{by_1^2}{2} + n(A_s + A'_s)y_1 - n(A_s d + A'_s d') = 0 \rightarrow y_1 = 3.55 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2] \rightarrow I_1 = 10011.80 \text{ cm}^4$$

Et par conséquent

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 3.92 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} & \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_1} (d - y_1) = 223.69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

On peut dire que le ferrailage adopté à l'ELU, est valable à l'ELS.

Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.49 * 10^{-3}}{1 * 0.17} = \mathbf{0.24 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0}\right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} \end{array} \right.$$

Dans la travée (paillasse):

$M_t^{ser} = 25.59 \text{ KNm/ml}$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} < \max\left(\frac{524}{16}; \frac{31.28 * 524}{10 * 41.94}\right) = (32.75; 39.08) = 39.08 \quad \text{condition non vérifiée} \\ A_s = 7.7 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 * 100 * 17}{400} = 17.85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée} \\ L = 5.24 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pt} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\rightarrow L = 5.24 \rightarrow \bar{f} = \frac{524}{500} = 1.048 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 5.21 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = I = 20768.99 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie de la section totale rendue homogène (I₀) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \left[7.7 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 74058.66 \text{ cm}^4$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\rho = \frac{7.7}{100 \times 17} = 0.0045$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0045 \times 5} = 4.67$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.67 = 1.86$$

Tableau 42 : vérification de la flèche dans l'escalier

	<i>M_i</i> (KN/M)	<i>σ_i</i> (Mpa)	<i>μ_i</i>	<i>I_f</i> (m ⁴)	<i>f_i</i> (m)	<i>Δf_t ≤ f̄ (cm)</i>
j	15,78	158,03	0.26	<i>I_{fij}</i> = 3,68 × 10 ⁻⁴	<i>f_{ij}</i> = 0.003	0,82 < 1,048 <i>Condition de flèche est vérifiée</i>
g	19,53	166,29	0.28	<i>I_{fvjg}</i> = 5.34 × 10 ⁻⁴	<i>f_{vjg}</i> = 0.0077	
				<i>I_{fijg}</i> = 3,53 × 10 ⁻⁴	<i>f_{ijg}</i> = 0.0038	
p	31.28	266.35	0.46	<i>I_{fip}</i> = 2.58 × 10 ⁻⁴	<i>f_{ip}</i> = 0.008	

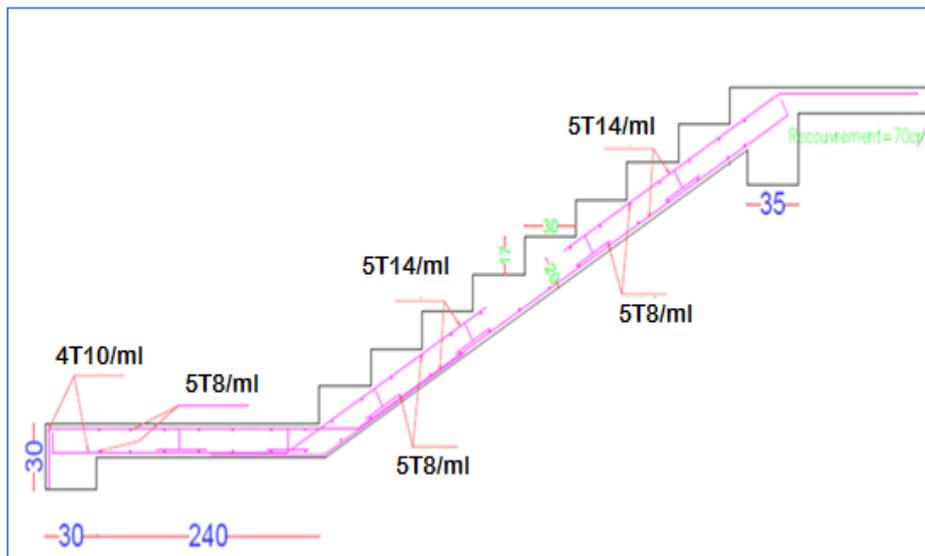


Figure32: schéma de ferrailage de l'escalier

3.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, c'est une poutre partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. La poutre palière prévue pour être un support d'escalier. Dans notre cas, elle est normalement noyée dans l'épaisseur de la volée.

3.6.1. Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est limitée comme suit :

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

Nous avons : $L = 3,7m$

$$\rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \quad \text{on adopte } h = 30 \text{ cm}$$

D'où on tire la largeur b comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$\rightarrow 9 \leq b \leq 18 \quad \text{on adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification aux conditions de l'RPA99v2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 25 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 1 \leq 4 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{array}$$

Donc la section de la poutre palière sera : **B (30x30) cm²**

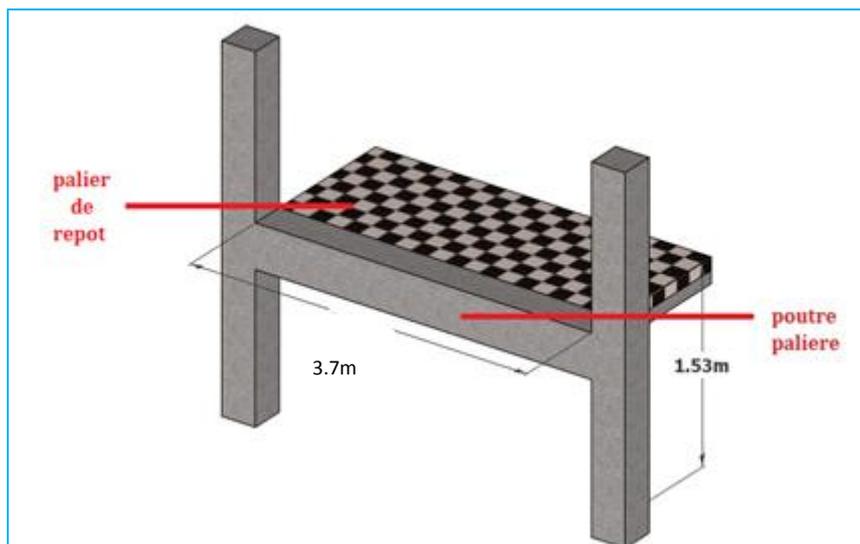


Figure33: Vue 3D pour la poutre palière

Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure suivante :

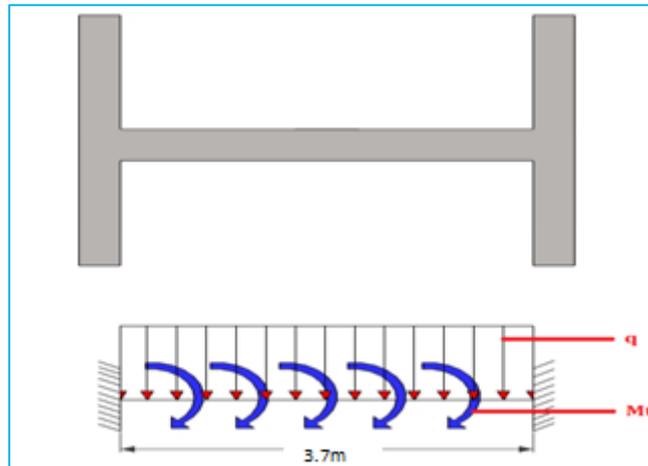


Figure34: Schéma statique pour poutre palière

3.6.2 Evaluation des charges:

Dans notre cas la poutre palière est soumise à son poids propre et la réaction du palier due à l'escalier

Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La réaction de la volée : $\begin{cases} R_U = R_B = 35,07 \text{ KN/ml} \\ R_S = 25.26 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Combinaison des charges:

A l'ELU : $q_u = 1.35G + R_U = 3.04 + 35,07 = 38.11 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = 2.25 + 25.26 = 27.51 \text{ KN/ml}$

3.6.3) Calcul des sollicitations :

a) **Le moment fléchissant(M) :**

le moment en travée : $M_t = \frac{qL^2}{24}$

le moment sur appuis : $M_a = \frac{qL^2}{12}$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_t = \frac{38.11 \times 3.7^2}{24} = 21.73 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_t = \frac{27.51 \times 3.7^2}{24} = 15.68 \text{ KNm} \end{cases}$$

En travée: $\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_t^u = 21.73 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_t^{ser} = 15.68 \text{ KNm} \end{cases}$

Sur appuis : $\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_a^u = -43.47 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_a^{ser} = -31.36 \text{ KNm} \end{cases}$

b) Effort tranchant(V) :

$V = \frac{qL}{2}$ Donc :

à l'ELU: $V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{38.11 \times 3.7}{2} = 70.50 \text{ KN}$

3.6.4.Calcul du ferrailage à l'ELU :

Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme le montre la figure, avec :

$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$

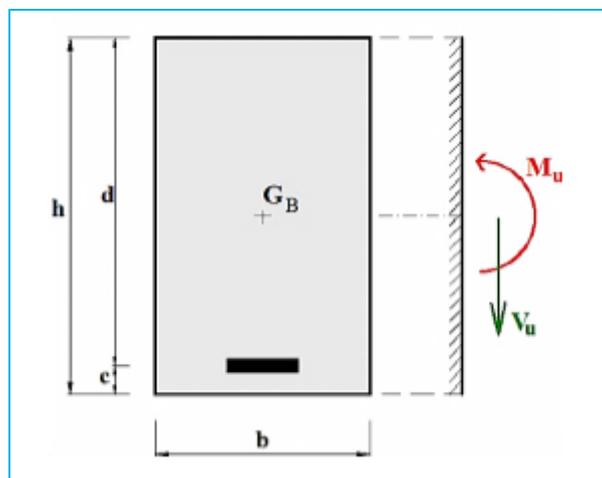


Figure35: section de calcul de poutre palière

Armatures longitudinales :

1./Ferrailage en travée :

On a: $M_u = 21.73 \text{ KNm/ml} ; M_s = 15.68 \text{ KNm/ml}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.73}{15.68} = 1.385$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.294$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.0195 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0246$$

$\alpha < 0.246 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.0246) = 0.277m = 27.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{0.277 \times 348} = 2.25 \times 10^{-4} m^2 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal :

La condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ A_s^{RPA}; \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$\rightarrow \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 30; \frac{30 \times 30}{1000}; 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$\rightarrow \max\{4.5; 0.9; 1.01\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 2.25\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a: } M_u = -43.47 \text{ KNm/ml} ; \quad M_s = -31.36 \text{ KNm/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{43.47}{31.36} = 1.38$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049$$

$\alpha < 0.292 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.049) = 0.274 \text{ m} = 27.4 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{43.47 \times 10^{-3}}{0.274 \times 348} = 4.55 \times 10^{-4} m^2 = 4.55 cm^2$$

$$A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 4.55\} = 4.55 cm^2$$

Vérification de l'effort tranchant (ELU) :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{v_u}{b d} = \frac{70.50 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.83 Mpa \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 Mpa\right\} = 3.33 Mpa \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.83 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

Il apparait que les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs de contraintes admissibles, mais on doit prévoir des armatures transversales.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} K = 1, & \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ & \text{pour les armatures droites} \end{cases}$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme :

$$S_t \leq \min(0.9 d \text{ et } 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 28; 40) = 25.2 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Donc la section d'armatures transversales sera :

$$A_t \geq \frac{b S_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 10 \times 1.15 (0.89 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 0.53 cm^2$$

Ferraillage sous sollicitations de torsion :

Calcul de la contrainte tangentiel de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_U}{2 \Omega b_0}$$

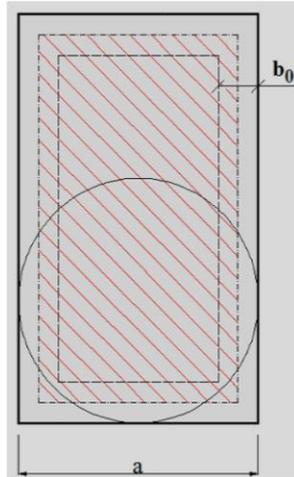
$$T_U = \frac{M^a * l}{2} = 21.73 \text{ KN.m}$$

Avec : $b_0 = \frac{a}{6}$

T_u : Le moment de torsion ultime, il est égale à : 21.73 KNm.

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.



Donc :

$$a = b = 0.30 \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{T_U}{2\Omega b_0} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.47 \text{ Mpa}$$

6.7) Vérification de contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 conseille de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} = \sqrt{3.47^2 + 0.89^2} = 3.57 \text{ Mpa} > 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

En appliquant la règle des coutures au plan de la section droite de pièce :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$\sum A_l$: est la section d'acier longitudinales à répartir pour le pourtour de la section pour la torsion, et que l'on note A_S^T

U : Le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.3 - 0.05)] \times 2 = 1 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_S^T = \frac{\gamma_s U T_U}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 1 \times 21.63 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0625} = 5 \times 10^{-4} \text{ m} = 5 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

En utilisant la même règle :

$$\frac{A_t^T f_{et}}{S_t \gamma_t} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_U}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.10 \times 21.73 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0625} = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

Ferraillage totale :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

$$A_S^{travée} = A_S^{flexion} + \frac{A_S^{torsion}}{2} = 2.25 + \frac{5}{2} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 6HA12= 6.79 cm²

a.2) Sur appuis :

$$A_S^{appuis} = A_S^{flexion} + A_S^{torsion} = 4.55 + 5/2 = 7.05 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 6HA14 =9.24 cm²

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.53 + 0.5 = 1.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 brins de 8 avec : $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$ c'est-à-dire un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

Vérification au ferraillage minimale (Torsion-flexion) :

En travée :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6.79 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1} = 5.43 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{9.24 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1} = 7.39 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ A_t \geq A_{t_{min}}^{RPA} = 0.003 s b \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{1.5 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.10} = 12 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} & \text{Condition vérifiée} \\ A_t = 1.5 \text{ cm}^2 > 0.003 s b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

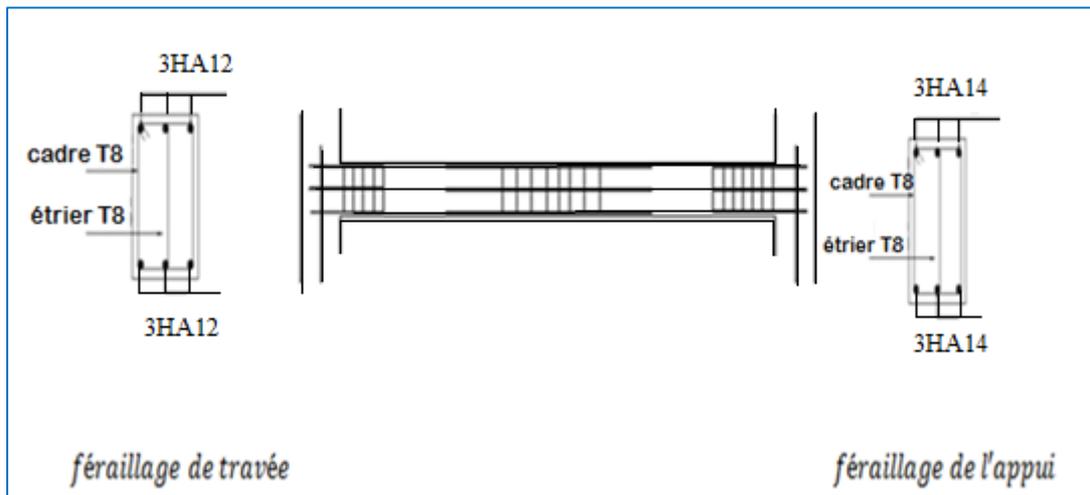


Figure 36 : schémas de ferrailage de la poutre palière

3.7. Etude de l'acrotère :

Principe de calcul :

L'acrotère se modélise en une console verticale encastree à sa base dans la poutre du plancher terrasse (voir **figure34**). Elle est sollicitée en flexion composée sous la charge permanente **G** due au poids propre, la charge d'exploitation **Q** due à la main courante, et sous l'effort sismique horizontal **F_p**.

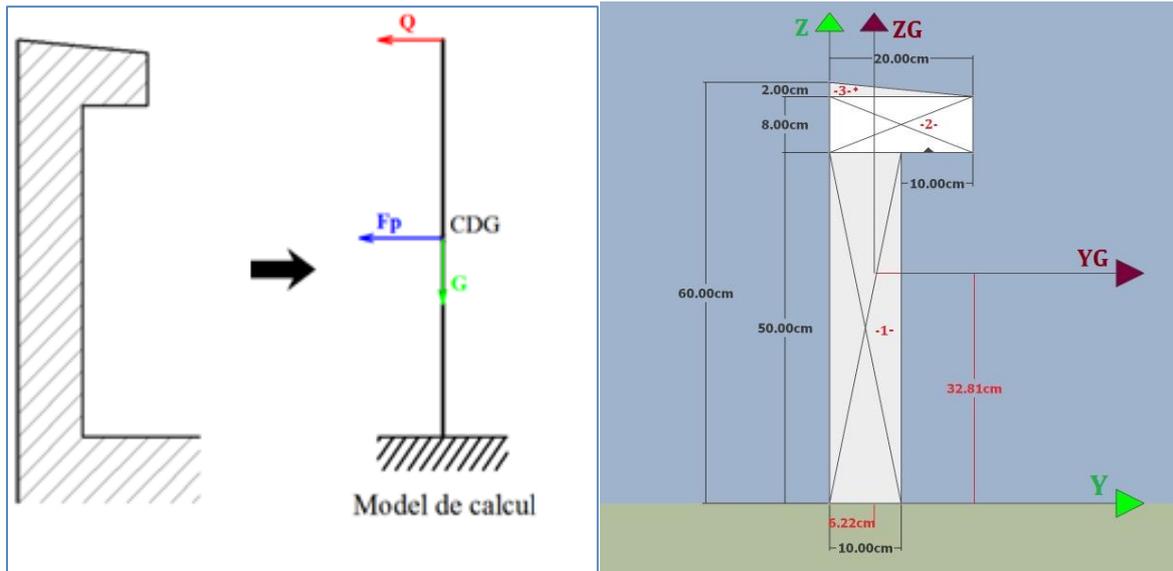


Figure 37: Modélisation de l'acrotère

Le calcul sera conduit selon les hypothèses suivantes :

- On effectue le calcul pour une bonde d'acrotère de largeur unitaire,
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Evaluation des charges :

Poids propre :

Comme il est déjà calculer dans le chapitre 2 de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde corps » de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'effort sismique :

Les règles RPA99v2003, recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique **II-a**, et le groupe d'usage **2**, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.15$$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0.8$$

W_p : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W_p = G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.233 = 1.7184 \text{ KN/ml}$$

Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère :

Les deux coordonnées du centre de gravité **G** de l'acrotère sont calculer comme suit :

$$\begin{cases} Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_1 + A_2 + A_3} \\ Z_G = \frac{\sum A_i Z_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Y_G = \frac{(0.5 \times 0.1)0.25 + (0.2 \times 0.08)0.54 + (0.02 \times 0.1)(0.58 + 0.02/3)}{(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1)} \\ Z_G = \frac{(0.5 \times 0.1)0.05 + (0.2 \times 0.08)0.10 + (0.02 \times 0.1)0.20/3}{(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y_G = 0.0622 \text{ m} = 6.22 \text{ cm}, \\ Z_G = 0.3281 \text{ m} = 32.91 \text{ cm}. \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

La section la plus critique dans l'acrotère, est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, et qui est sollicitée par :

$$\text{Sous } \mathbf{G} : \begin{cases} N_G = \mathbf{G} = 2.233 \text{ KN/ml}, \\ M_G = \mathbf{G} \times (Y_G - Y_1) = 2.233 \times (0.0622 - 0.05) = \mathbf{0.02724 \text{ KN m/ml}}, \\ V_G = \mathbf{0} \end{cases}$$

$$\text{Sous } \mathbf{Q} : \begin{cases} N_Q = \mathbf{0} \\ M_Q = \mathbf{Q} \times L = 1 \times 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KNm/ml}}, \\ V_Q = \mathbf{Q} = 1 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

$$\text{Sous } \mathbf{F}_p : \begin{cases} N_E = \mathbf{0} \\ M_E = \mathbf{F}_p \times Z_G = 1.7184 \times 0.3281 = \mathbf{0.5638 \text{ KNm/ml}}, \\ V_E = \mathbf{F}_p = 1.7184 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Remarque :

- Le moment \mathbf{M}_G est tellement petit, que l'on peut le négliger devant \mathbf{M}_Q et \mathbf{M}_E ,
- On à :

$$\begin{cases} M_Q = 0.6 > M_E = 0.5638 \text{ KNm/ml}, \\ V_E = 1.7864 > V_Q = 1 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Donc, dans ce qui suit, on va considérer comme moment fléchissant \mathbf{M}_Q , et comme effort tranchant \mathbf{V}_E

Combinaison des sollicitations :

Puisque le poids propre \mathbf{G} , favorise la stabilité de l'acrotère, donc il ne sera pas majoré dans les combinaisons suivantes :

$$\text{à L'ELU} : \begin{cases} N_u = N_G + 1.5N_Q = 2.233 + 1.5 \times 0 = \mathbf{2.233 \text{ KN/ml}}, \\ M_u = M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KNm/ml}}, \\ V_u = V_G + 1.5V_E = 0 + 1.5 \times 1.7864 = \mathbf{2.68 \text{ KN/ml}}. \end{cases}$$

$$\text{à L'ELS} : \begin{cases} N_{ser} = N_G + N_Q = 2.233 + 0 = \mathbf{2.233 \text{ KN/ml}}, \\ M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KNm/ml}}, \\ V_{ser} = V_G + V_E = \mathbf{1.7864 \text{ KN/ml}}. \end{cases}$$

Ferraillage de l'acrotère à l'ELU :

La section de calcul est schématisée dans la **figure35**. dont :

$$h = 10 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm},$$

$$b = 1 \text{ m}, \quad d = 8 \text{ cm}.$$

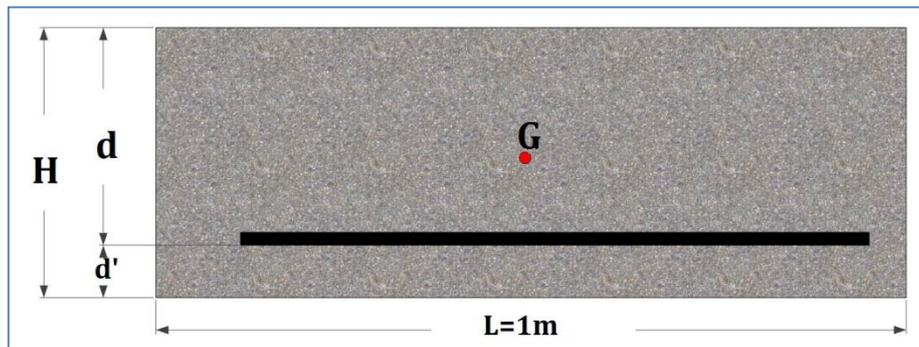


Figure 38: La section de calcul de l'acrotère

Détermination de l'excentricité de calcul :

D'après l'article **A.4.3.5** des règles CBA93, les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme ELUSF, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\} \quad (*)$$

Ces sections peuvent être vérifiées uniquement en flexion composée, à condition qu'on prenne en compte forfaitairement les effets de second ordre, on additionnant l'excentricité e_2 à e_1 et e_a .

Dont :

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.233} = 0.403 \text{ m} = 40.3 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales de l'élément, elle se détermine par :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{60}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

L_f : est la longueur de flambement de l'acrotère (console verticale), donc :

$$L_f = 2 L = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

On vérifie la condition (*) :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 < \max \left\{ 15, 20 \frac{(0.403 + 0.02)}{0.1} \right\} = 84.6 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc, l'excentricité de calcul sera :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_2 : excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, est elle se calcul comme suit :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

Où :

Φ : rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantané, généralement il est pris égal à 2,

α : rapport entre moments, calculer par :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 8.64 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.864 \text{ cm}$$

Par conséquent :

$$e = 0.403 + 0.02 + 0.00864 = 0.4316 \text{ m} = 43.16 \text{ cm}$$

Position du centre de pression :

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 43.16 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, ainsi le calcul de ferrailage s'effectuera en flexion simple sous le moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{uf} = 2.233 \left(0.4316 + 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.031 \text{ KN m/ml}$$

Donc :

$$\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}} = \frac{1.031}{0.6} = 1.718$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.718 - 0.1776 = 0.408$$

Puis on calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.031}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.01134 < \mu_{lu} = 0.408$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : $A'_{sf} = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01134}) = 0.01426$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.01426) = 0.07954 \text{ m}$$

Comme : $\alpha = 0.01426 < 0.259$, l'ELU est atteint en **pivot A**, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z_d \sigma_s} = \frac{1.031}{0.07954 \times 348 \times 10^3} = 3.72 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.372 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage réel en flexion composée se déduit, donc du ferrailage fictif comme suit :

$$\begin{cases} A'_s = A'_{sf} = 0 \\ A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 3.72 \cdot 10^{-5} - \frac{2.233}{348 \times 10^3} = 3.078 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.3078 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage minimal :

Le ferrailage minimal en flexion composée est la plus grande des deux valeurs obtenues par l'application de la règle de millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}, 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\rightarrow A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_{smin}, A_s^{ELU} \} = \max \{ 1, 0.3078 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Armatures principales :

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } 5 \text{ HA } 8 \text{ avec : } A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales sera de **20 cm**, ce qui vérifie la condition suivante :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow s_t \leq \min \{ 2h, 25 \text{ cm} \} = \min \{ 2 \times 10, 25 \} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition (de peau) :

Selon l'article **A.8.2.4.1** du BAEL91modifié99, la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow \text{pour le cas des charges non concentrées,}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : 4HA 8 avec : } A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures de répartition sera de **25 cm**.

Vérification du diamètre des armatures :

Le diamètre adopté pour les armatures des de sens, doit vérifié la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0.8 \text{ cm} < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.633 \text{ MPa} \cong 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Avec :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.233} = 0.2687 \text{ m}$$

$$\rightarrow c = \frac{0.1}{2} - 0.2687 = -0.2187 \text{ m}$$

On calcule les deux termes p et q comme suit :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

Où : $A'_s = 0$

$$\begin{cases} p = -3(-0.2187)^2 + 90 \times 2.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)}{1} = -0.137 \\ q = -2(-0.2187)^3 - 90 \times 2.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)^2}{1} = 0.019 \end{cases}$$

Puis on résout l'équation : $z^3 + pz + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0.019^2 + \frac{4(-0.137)^3}{27} = -1.99 \cdot 10^{-5} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.019}{2 \times (-0.137)} \sqrt{\frac{-3}{-0.137}} \right) \\ a = 2\sqrt{\frac{0.137}{3}} \end{cases}$$

Donc on trouve :

$$\begin{cases} \varphi = 166.77^\circ \\ a = 0.4274 \end{cases}$$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.4274 \times \cos\left(\frac{166.77}{3}\right) = 0.2415 \text{ m} \\ z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 0.4274 \times \cos\left(\frac{166.77}{3} + 120\right) = -0.4261 \text{ m} \\ z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.4274 \times \cos\left(\frac{166.77}{3} + 240\right) = 0.1846 \text{ m} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$y_{ser} = z + c$$

Pour z , on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0.08 \text{ m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.2415 \text{ m}$,

$$y_{ser} = 0.2415 - 0.2187 = 0.0228 < 0.08 \text{ m}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]$$

$$\rightarrow I = \frac{1 \times 0.0228^3}{3} + 15 \times 2.51 \cdot 10^{-4} (0.08 - 0.0228)^2 = 1.627 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{z N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \frac{z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0.2415 \times 2.233 \cdot 10^{-3}}{1.627 \cdot 10^{-5}} \times 0.0228 \\ \sigma_s = 15 \times \frac{0.2415 \times 2.233 \cdot 10^{-3}}{1.627 \cdot 10^{-5}} \times (0.08 - 0.0228) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.955 \text{ MPa} \cong 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 25.46 \text{ MPa} \cong 25.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

3.3.8. Vérification à l'effort tranchant (ELU) :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91modifié99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.68 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.335 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.335 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :

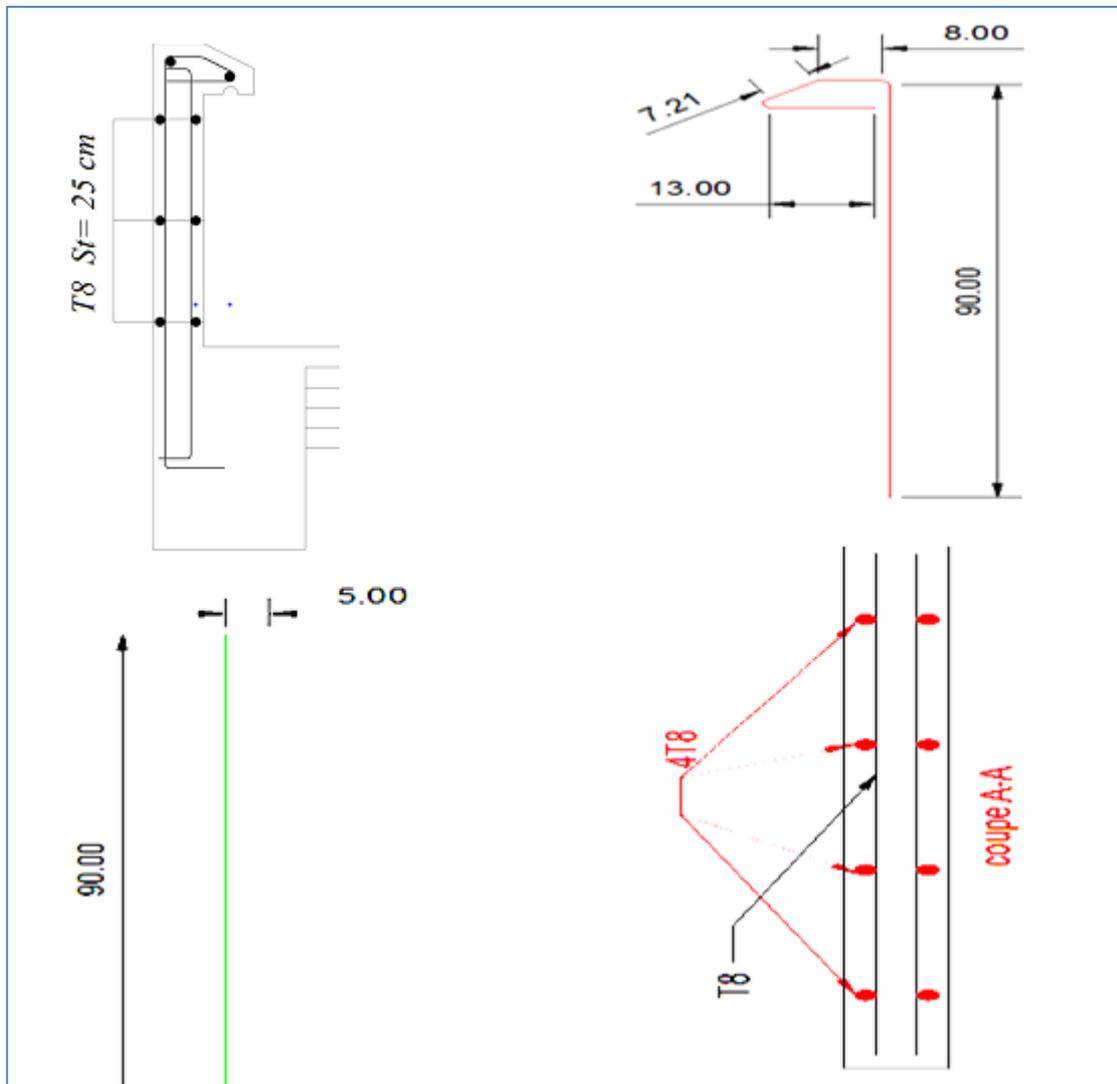


Figure 39 : schémas de ferrailage de l'acrotère.

3.8. Etude de l'ascenseur :

Définition :

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

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

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes (annexe 2)

- L : longueur de l'ascenseur = 230cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 220cm.
- 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 $V = 1 \text{ m/s}$.

Donc : $P = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$.

On définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

Dimensionnement de l'épaisseur :

On a $l_x = 2.2 \text{cm}$ et $l_y = 2.3 \text{cm}$ donc une surface $S = 2.2 \times 2.3 = 5.06 \text{m}^2$.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Rightarrow 4.88 \text{cm} \leq e \leq 5.5 \text{cm}$$

Soit alors son épaisseur est $e = 20 \text{cm}$.

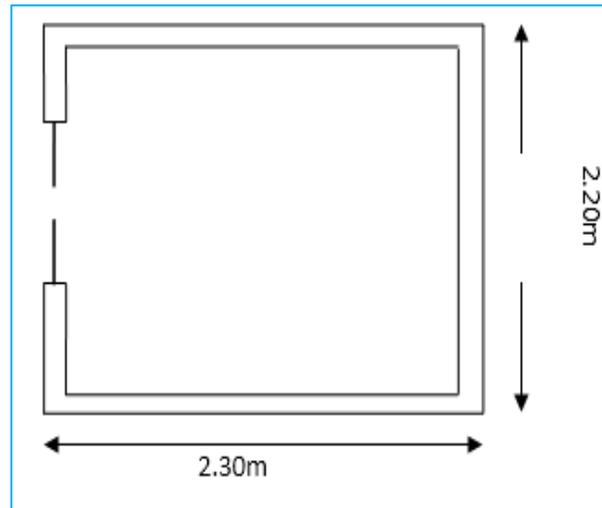


Figure 40 : cage de l'ascenseur.

Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{5.06} = 28.65 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 6.1 + 28.65 = 34.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Et} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

A. Cas d'une charge repartie :

✓ **Calcul les sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 34.75 + 1.5 * 1 = 48.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{2.3} = 0.95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

➤ **Calcul les sollicitations à ELU :**

Sens x-x' :

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0410 * 48.41 * 2.2^2 = 9.60 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' :

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8875 * 9.6 = 8.52 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments réelles :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 9.60 = 8.16 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 8.52 = 7.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_x^0 = -0.3 * 9.60 = -2.88 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm.}$$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 17.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 16.2\text{cm}$$

On prend : $d_x = 17.5\text{cm}$ et $d_y = 16.5\text{cm}$

Tableau 43 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	8.16	0.0187	0.0235	0.173	1.35
	y-y	7.24	0.0187	0.0235	0.163	1.27
Appui	x-x	-2.88	0.0066	0.0082	0.174	0.47
	y-y					

Vérification à L'ELU :

On calcule A_{min} : on a ; des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.95$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right] = 3.33\text{Mpa} \\ S_{tx} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} \leq 33\text{cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau_{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16\text{Mpa.}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

Tableau 44 : Vérification de la section d'acier

Sens	$A_{min}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$	A_t^y	$A_x^x/4$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
x-x	1.64	25	1.6 > 0.41		En travée et en appui : $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$
y-y	1.6	25			En travée et en appui : $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 > 0,4 \text{ donc } V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_u = 28.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{28.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.165 \text{ Mpa.}$$

Tableau 45 : Vérification de l'effort tranchant .

$V_u(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$\tau_{lim}(Mpa)$	Obs.	$\tau_{adm}(Mpa)$	Obs.
28.98	0.165	1.16	At. Sont pas nécessaires	3.33	vérifié

Vérification à L'ELS :

$$q_s = G_{total} + Q = 34.75 + 1 = 35.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

Calcul les moments :

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0483 * 35.75 * 2.2^2 = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.9236 * 8.35 = 7.71 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments réels :

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 7.09 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 * M_x^0 = -2.50 \text{ KN.m}$$

On a une fissuration peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Etat limite de compression du béton :

Tableau 46 : Vérification des contraintes en travée (sens x - x)

Calculs	Vérifications
$y = 3.61 \text{ cm}$	$\sigma_b = 2.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 10655.29 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 2.4 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 138.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$\sigma_s = 138.63 \text{ MPa}$	

Tableau 47 : Vérification des contraintes en travée (sens y - y)

Calculs	Vérifications
$y = 0.0349 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 9389.10 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 2.43 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 136.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$\sigma_s = 136.14 \text{ MPa}$	

Tableau 48 : Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Vérifications
$y = 3.61 \text{ cm}$	$\sigma_b = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 10655.29 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 0.86 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 49.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$\sigma_s = 49.86 \text{ MPa}$	

- Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{18}; \frac{M_{tx}}{20M_0}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 0.20 \text{ cm} \geq 0.0825 \text{ cm} \\ 3.14 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.175}{400} = 8.75 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant x-x.

b_0 et v : Dimensions suivant y-y.

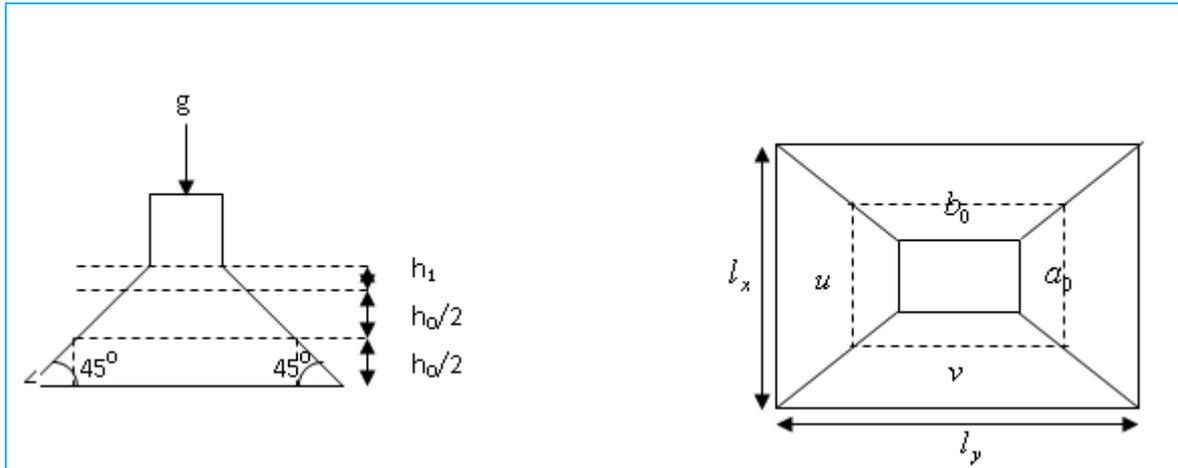


Figure 41 : Schéma représentant la surface d'impact.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm \end{cases}$

Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :

a) Calcul à L'ELU :

- Calcul des sollicitations :

$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$ Avec : v : coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $P = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$.

$q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow q_u = 97.605KN$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho = \frac{u}{l_x} = \frac{110}{220} = 0.5$ et $\rho = 0,95$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho = \frac{v}{l_y} = \frac{110}{230} = 0.478$ et $\rho = 0,95$

D'après l'annexe 3 on obtient :

$M_1 = 0.09 ; M_2 = 0.09$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.09 = 8.78 KN.m \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.09 = 8.78 KN.m \end{cases}$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle a L'ELU :

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 9.73 \times 2.2^2 = 1.93 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8875 \times 1.93 = 1.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.78 + 1.93 = 10.71 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.78 + 1.71 = 10.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x=17.5\text{cm}$ et $d_y=16.5\text{cm}$.

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 10.71 = 9.10 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 10.58 = 8.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_x = -0.3 * 10.71 = -3.21 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 49 : résumé de ferraillage de la dalle pleine de l' ascenseur.

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	A Calculée (cm ² /ml)
Travée x-x	9.10	0.0209	0.0264	17.3	1.51
Travée y-y	8.99	0.0232	0.0293	16.30	1.58
Appuis	3.21	0.0073	0.0091	17.43	0.52

Vérification à L'ELU :

On calcule A_{min} : on a ; des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.95$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right] = 3.33\text{Mpa} \\ S_{tx} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} \leq 33\text{cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau_{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\text{Mpa.}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

Tableau 50 : Vérification de la section d'acier .

Sens	$A_{min}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$	A_t^y	$A_x^x/4$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
x-x	1.64	25	1.6 > 0.41		En travée et en appui : $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$
y-y	1.6	25			En travée et en appui : $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec q_u : charge de calcul à l'état limite.

e : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) = 440cm.$$

$$q_u = 97.605KN ; \gamma_b = 1.5$$

$$q_u = 97.605KN \leq 0.045 \times 440 \times 20 \times \frac{2.5}{1.5} = 660KN \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16Mpa$$

O na $v = u \Rightarrow$ au milieu de $u : V_u = \frac{q_u}{3 \times v} = \frac{97.605}{3 \times 110} = 29.57KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{29.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.168Mpa \leq \bar{\tau}_u = 1.16Mpa \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\varphi_{max} < \frac{h}{10} = 20mm$$

$$\varphi_{max} = 10mm < 20mm$$

b) Calcul à L'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = p = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7.80 KN.m \\ M_{y1} = 7.80 KN.m \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1KN$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0483 \times 7.1 \times 2.2^2 = 1.65 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0.9236 \times 1.65 = 1.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.80 + 1.65 = 9.45 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.80 + 1.52 = 9.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 9.45 = 8.03 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 9.32 = 7.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_x = -0.3 * 9.45 = -2.83 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x=17.5\text{cm}$ et $d_y=16.5\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 51 : Vérification des contraintes .

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{tadopté}$ (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)
x-x	8.03	2.83	4T10 = 3.14cm ²	3.61	10655.29
y-y	7.92	2.79	4T10 = 3.14cm ²	3.49	9389.10

En travée

$$\text{Sens x-x : } \sigma_{bc} = 2.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens y-y : } \sigma_{bc} = 2.94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{18}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0.20 \text{ cm} \geq 0.0934 \text{ cm} \\ 3.14 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.175}{400} = 8.75 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

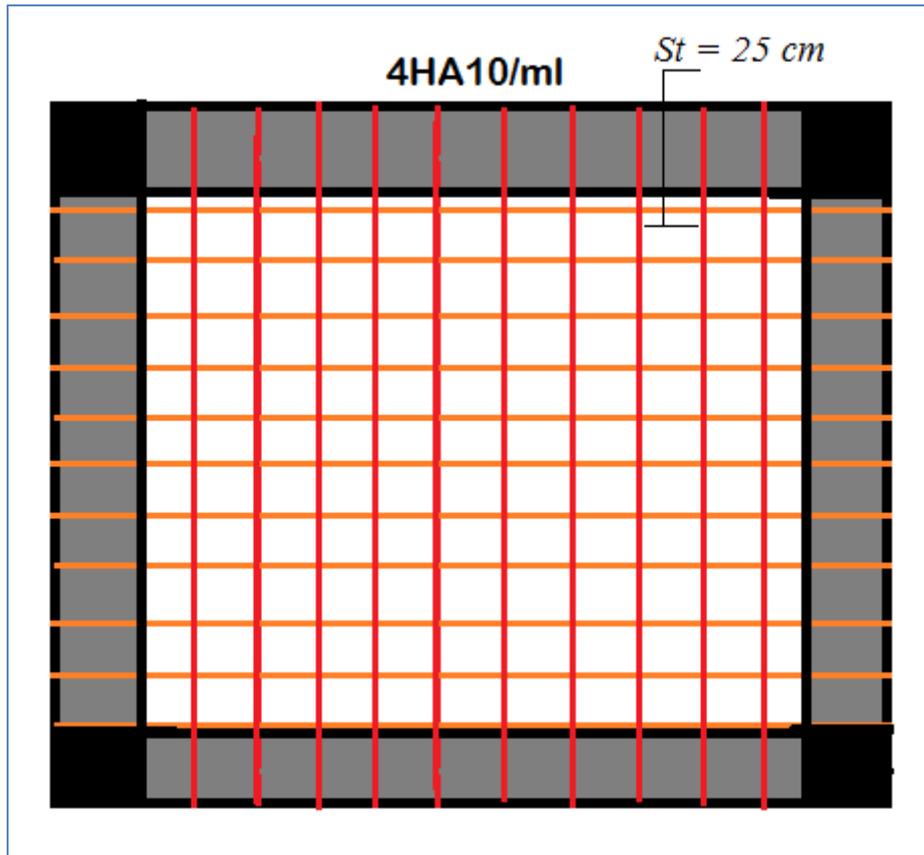
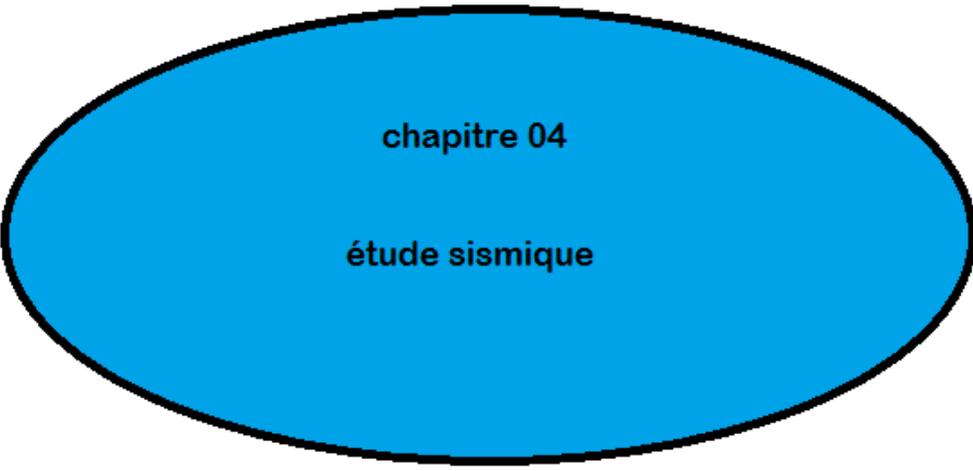


Figure 42 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.



chapitre 04

étude sismique

Etude sismique

Ce chapitre consiste à étudier la résistance de notre ouvrage au séisme, les forces sismiques et leur distribution dans les systèmes de contreventement doivent être celle prévues par le R.P.A 99 version 2003.

4.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques, qui sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de les prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

4.2. Définition d'un séisme :

Un séisme est un évènement violent qui entraîne les structures au-delà de leur domaine élastique car les secousses sismiques agissant sur les structures d'une façon très particulière contrairement aux charges habituelles. Les charges sismiques possèdent trois particularités suivantes : horizontal, cyclique, dynamique et charge horizontal.

4.3. Les différents types de séismes :

Selon la profondeur du séisme h (la distance entre le foyer et l'épicentre) on distingue :

$h \leq 70 \text{ km}$: séisme superficielle

$70 \leq h \leq 300 \text{ km}$: séisme intermédiaire.

$h \geq 300 \text{ km}$: séisme profond.

4.4. Les ondes sismiques :

Les vibrations du séisme sont propagées dans toutes les directions sous forme d'ondes sismiques. On distingue :

Les ondes volumiques :

Elles se propagent à l'intérieur de la terre sous forme : d'ondes primaires P et d'ondes secondaires S.

Les ondes de surface :

Elles sont la cause de l'arrivée des ondes de volume à la surface terrestre, on distingue principalement : Les ondes R, ou ondes de Rayleigh et les ondes Q, ou ondes de Love.

4.5. Quantification des séismes :

Le séisme est caractérisé par son magnitude et son intensité qui sont mesurés par :

1. Magnitude : échelle de Richter liée à l'énergie au foyer
 $M = \frac{2}{3} \log E$ [Joule] - 4.8. C'est une échelle « ouverte »: max 9
2. Intensité : diverses échelles liées aux effets et aux dégâts, en citant : EMS, MSK, Mercalli, Rossi-Forel, etc.

4.6. Méthodes utilisable pour le calcul dynamique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.6.1. Méthode statique équivalente :

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et zones III.

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Vérification de la régularité de notre projet :

Vérification de la régularité en plan :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{8.1 * 2}{34.3} = 0.47 > 0.25 \quad \text{condition non vérifiée} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{13.35}{27.55} = 0.48 > 0.25 \quad \text{condition non vérifiée} \\ 0.25 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{34.3}{27.55} = 1.24 < 4 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

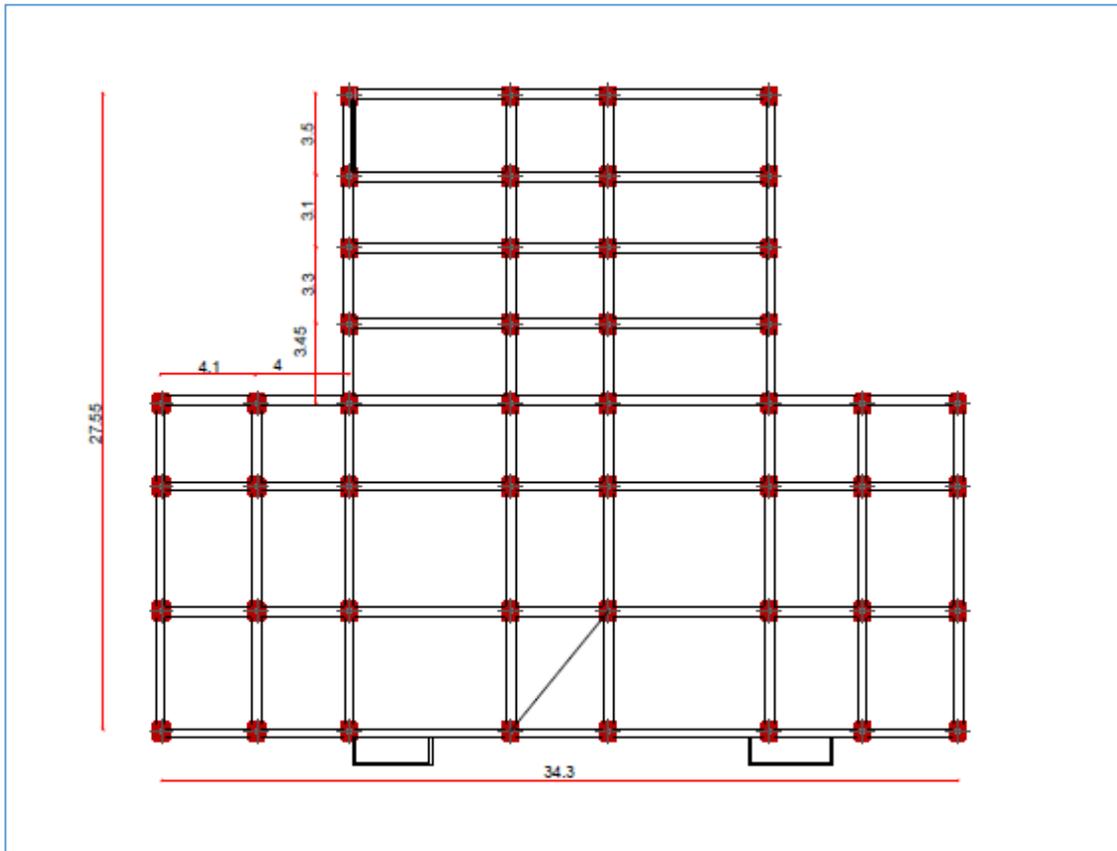


Figure 43 : Vérification de la régularité en plan

Vérification de la régularité en élévation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{34.3}{34.3} = 1 > 0.67 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{27.55}{27.55} = 1 > 0.67 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration mentionnés dans l'article 3.5 des règles parasismiques algériennes 99, version 2003 nous montre que la structure ne présente pas la régularité en plan. Donc, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit appliquer la méthode dynamique modale spectrale.

4.6.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Domaine d'application :

La méthode dynamique modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment.

Principe :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèse de calcul :

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Le type de maillage EF est normal.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Objectif de l'analyse de la structure :

L'analyse de la structure se fera à l'aide d'un logiciel de calcul sur ordinateur qui simplifie le calcul car le calcul manuelle est très compliqué et nécessite beaucoup de temps. Ce logiciel nous donne les résultats suivants :

- Le période naturel pour chaque mode de vibration.
- La déformé de chaque mode de vibration.
- Le taux de la masse participante.
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages.
- Les déplacements horizontaux des centres de gravité d'étages sous les forces sismique.
- Les efforts sismiques dans chaque étage.

4.7.Présentation du logiciel :

Le logiciel choisi pour l'analyse modale spectrale est **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2011**. C'est un logiciel bilingue contient plus de 27 langue et multinormes contient plusieurs normes de calcul de chaque pays dans le monde. Ce logiciel destiné à modéliser, analysé, et dimensionner les différents types de structures.

Etape de modélisation dans logiciel ROBOT2011 :

1. Entrer la géométrie de modèle (positions des nœuds, connectivité des éléments.)
2. Spécifier les propriétés des éléments et les attribuer aux éléments (sections, épaisseur.)
3. Définir les cas de charge (statique et dynamique) et attribuer les charges aux éléments.
4. Modélisation de la masse : la masse des planchers est calculée selon RPA99/version 2003 $W = W_G + \beta W_Q$ (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.
5. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
6. Exécuter le problème.
7. Visualiser les résultats.

Mode de calcul :

Spectre de réponse :

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\
 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s
 \end{array} \right.$$

Analyse statique et dynamique : L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements

a) Analyse statique : Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec : $[K]$: Matrice de rigidité

$\{U\}$: Vecteur de déplacement

$\{R\}$: Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique.
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.
- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau

Analyse par le spectre de réponse : L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

4.8. Disposition des voiles :

La disposition des voiles se fera de telle façon, on vérifie la période de la structure avec celle de RPA99 V2003. En assurant une translation dans les deux premiers modes de vibration. Mais le défi majeur est des respecter les plans architecturaux pour éviter toutes modifications dans le plans.

La disposition des voiles respectent les principes de base de conception parasismique, en citant :

1. Eviter les rez-de-chaussée et les étages flexibles.
2. Eviter les stabilisations non symétriques
3. Eviter les discontinuités de stabilisation
4. Eviter les sauts de rigidité et de résistance
5. Séparer les parois en maçonnerie par des joints dans le remplissage des cadres
6. Eviter les colonnes courtes
7. Dimensionner en capacité pour une bonne ductilité.

4.9. Spectre de réponse :

Définition du spectre :

Le spectre de réponse est une courbe de réponses maximales en termes de déplacements, de vitesses et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté. Dans notre cas le spectre a les caractéristiques suivantes :

- Selon RPA99 V2003, Sétif est classé dans la zone sismique **II-a**.
- Le sol est meuble donc catégorie **S₃**.
- Le coefficient de comportement **R=5**, puisque nous avons un système de contreventement mixte portique/voiles
- Le facteur de qualité **Q=1 + ∑ P_q**

Tableau 52 : calcul de facteur de qualité .

Critère	Observation	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	non observé	0.05
2. Redondance en plan	non observé	0.05
3. Régularité en plan	non observé	0.05
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0,05
Total		0.2

$Q = 1 + 0.2 = 1.2.$

Le pourcentage d'amortissement critiques $\xi(\%) = 8,5\%$, (contreventement mixte).

4.10. Formes modales de la structure contreventée par des voiles :

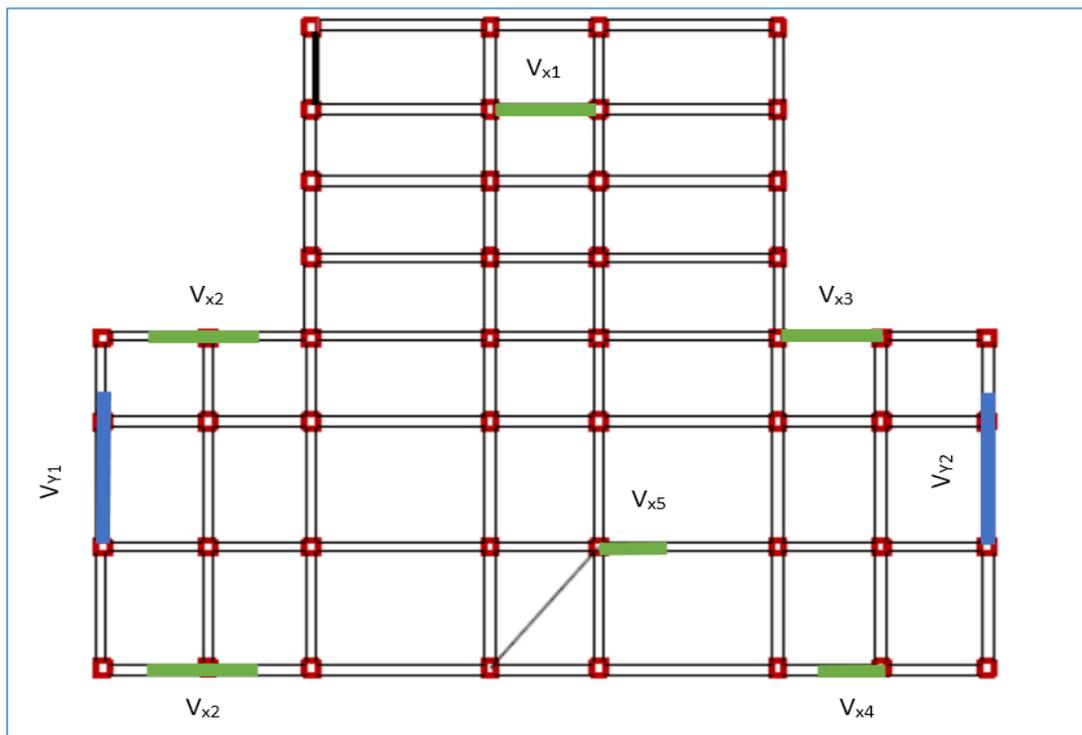


Figure 44 : disposition des voiles

Tableau 53 : dimensions des voiles

Les voiles qui ont une couleur vert selon x		Les voiles qui ont une couleur bleu selon y	
Epaisseur	Largeur (m)	Epaisseur	Largeur (m)
20cm	$v_{x1} = 4.20$ $v_{x2} = 4.45$ $v_{x3} = 4.00$ $v_{x4} = 2.80$ $v_{x5} = 1.80$	20cm	$v_{y1} = 6.5$ $v_{y2} = 6.5$

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT2011 :

Mode 1 :

Nous voyons une translation suivant l'axe y, les figures ci-après montrent la translation

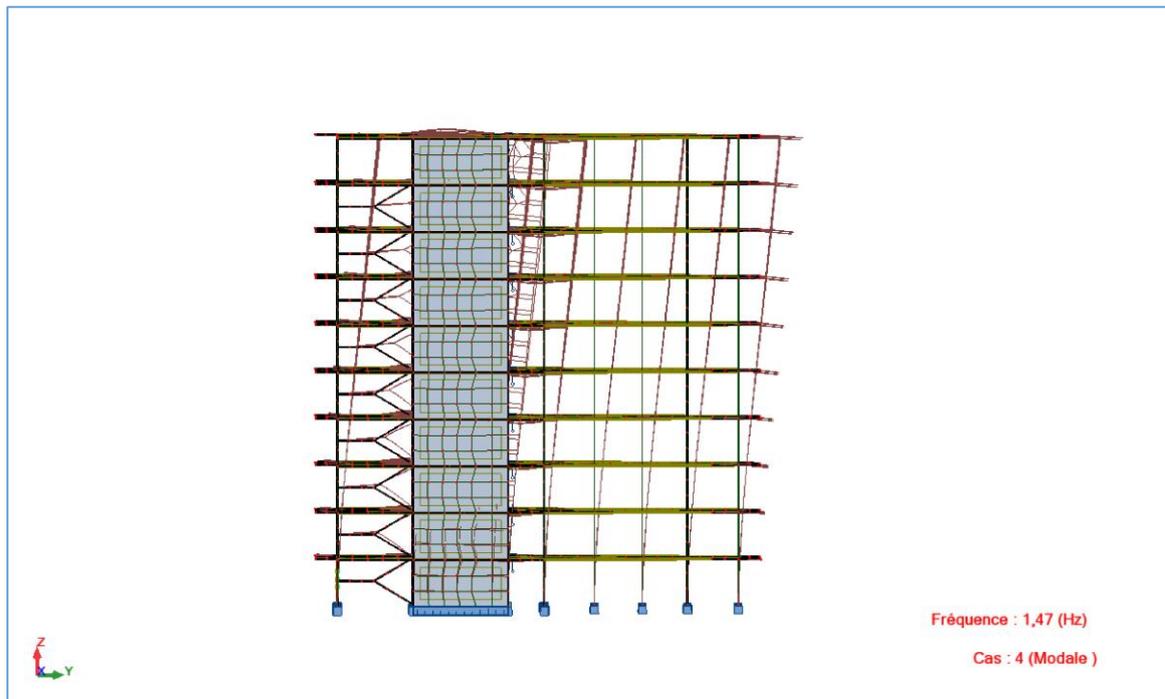


Figure 45 : translation de premier mode (YZ)

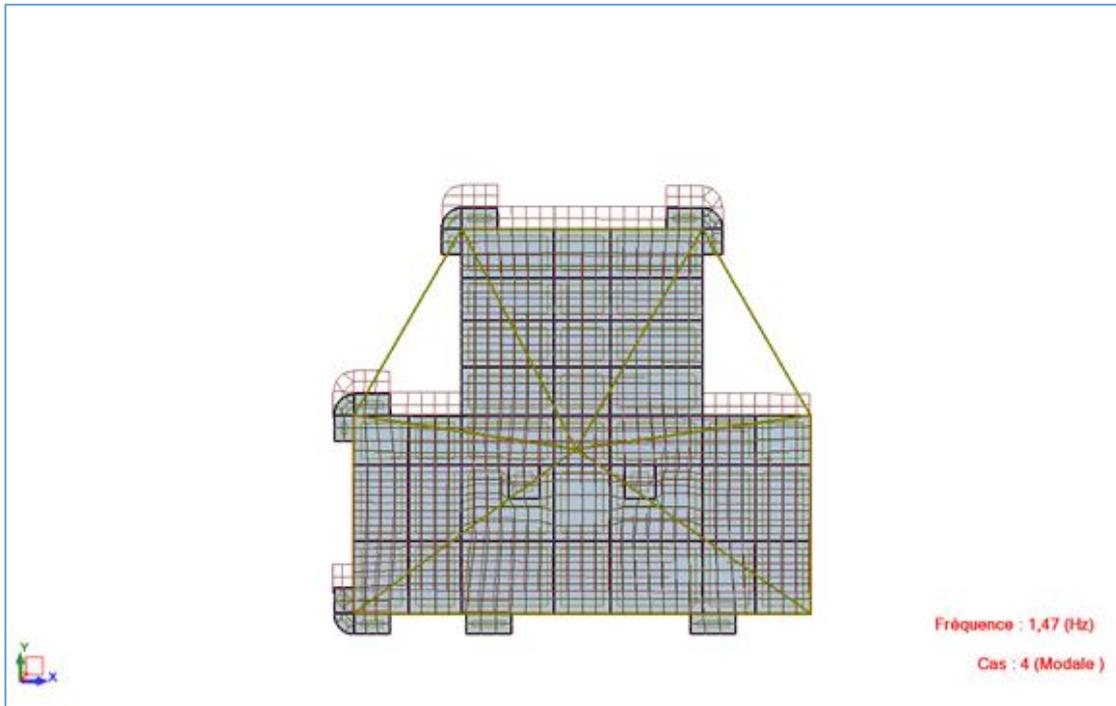


Figure 46 : translation de premier mode (XY)

Mode 2 :

Nous voyons aussi une translation suivant l'axe x, les figures ci-après montrent la translation :

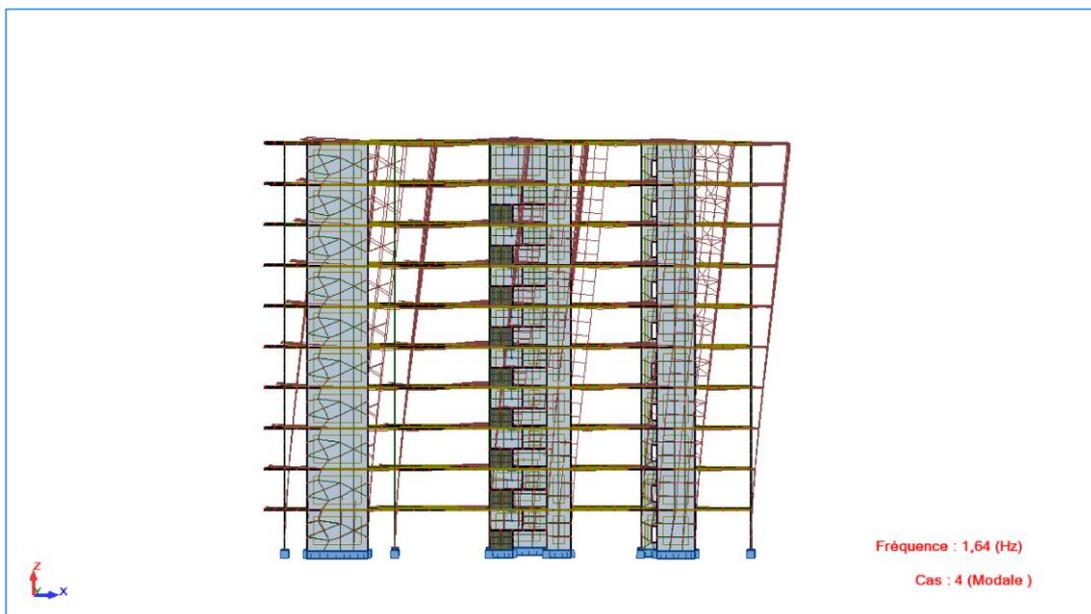


Figure 47 : translation de deuxième mode (XZ)

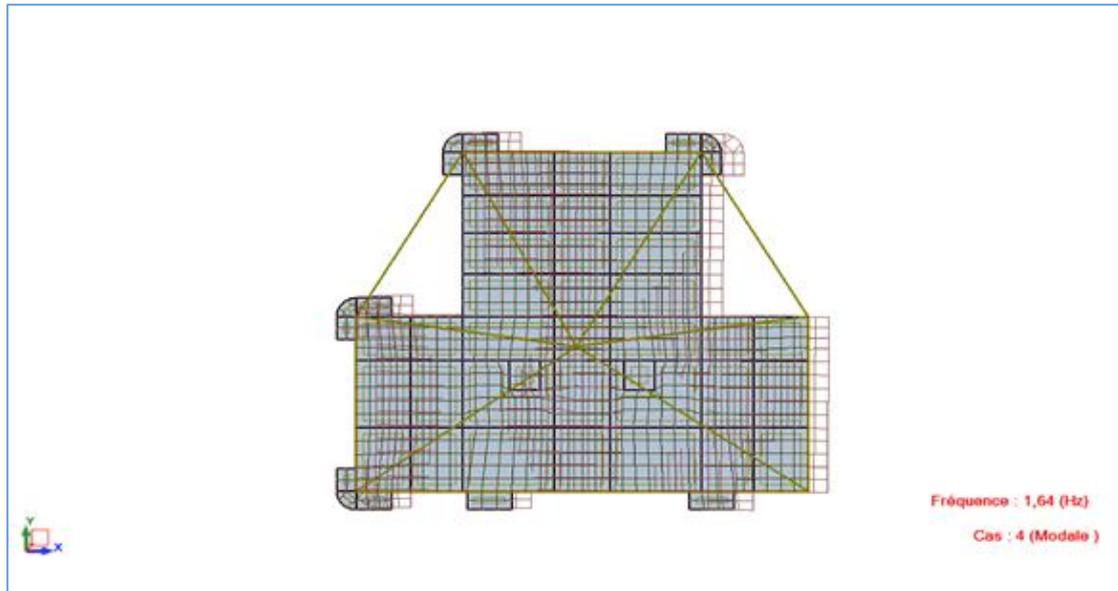


Figure 48 : translation de deuxième mode (XY)

Tableau 54 : Mode propres et périodes.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Totale masse [Kg]
1	1,47	0,68	0.11	69.34	0.11	69.34	6783034.94
2	1.64	0,61	69.61	0.10	69.72	69.44	6783034.94
3	2,06	0,49	0.38	0.10	70.10	69.54	6783034.94
4	5.37	0,19	0.01	17.52	70.11	87.06	6783034.94
5	5.80	0,17	16.22	0.01	86.33	87.07	6783034.94
6	7.76	0,13	0.00	0.13	86.33	87.19	6783034.94
7	9.57	0,10	0.00	0.00	86.33	87.19	6783034.94
8	9.89	0,10	0.00	0.00	86.33	87.19	6783034.94
9	10.91	0.09	0.00	0.00	86.33	87.19	6783034.94
10	11.06	0.09	0.00	5.82	86.33	92.99	6783034.94
21	12.04	0.08	4.24	0.00	90.29	93.02	6783034.94

On remarque que le taux de participation des masses modales dans le sens y dépasse les 90% à partir de 10ème mode de vibration et le 21 mode selon x ce qui signifie que les 21 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée proche du comportement réel de la structure.

Le tableau suivant indique la justification de l’interaction sous charges verticales.

Tableau 55 : Justification de l'interaction verticale voile – portique

niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris(%)	
	portique	voile	portique	voile
RDC	60993.02	12953.62	82.482	17.518
Etage 1	54302.57	11690.82	82.284	17.715
Etage 2	47556.42	10501.01	81.912	18.087
Etage 3	40745.90	9582.97	80.959	19.040
Etage 4	34487.51	8195.61	80.798	19.201
Etage 5	28243.58	6805.49	80.582	19.417
Etage 6	22027.13	5572.71	79.808	20.191
Etage 7	16162.51	4052.07	79.954	20.045
Etage 8	10388.27	2602.18	79.968	20.031
Etage 9	5338.55	917.84	85.329	14.670

Analyse des résultats :

On remarque l'interaction verticale voile-portique sur charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf les trois avant dernier niveau mais l'écart ne dépasse pas 0.192%

Ce qu'on peut le négliger.

Le tableau suivant indique la justification de l'interaction sous charges horizontales.

Tableau 56 : justification de l'interaction sous charges horizontales.

niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris(%)			
	portique		voile		portique		voile	
	x	y	x	y	x	y	x	y
RDC	1126.24	1045.60	2574.84	2553.48	30.430	29.051	69.569	70.942
Etage 1	1064.13	715.20	2568.19	2823.90	29.296	20.208	70.703	79.791
Etage 2	1365.49	962.56	2129.38	2407.36	39.071	28.512	60.928	71.436
Etage 3	1339.48	982.21	1923.70	2144.33	41.047	31.415	58.952	68.584
Etage 4	1399.85	1063.36	1617.17	1810.01	46.398	37.007	53.601	62.992
Etage 5	1419.15	1116.17	1282.37	1444.42	52.531	43.590	47.468	56.409
Etage 6	1210.48	989.86	1076.52	1178.12	52.928	45.658	47.071	54.342
Etage 7	1187.50	1007.89	677.21	767.97	63.682	56.755	36.316	43.244
Etage 8	991.25	874.36	409.07	476.74	70.787	64.714	29.212	35.285
Etage 9	766.23	703.19	271.16	319.33	73.861	68.770	26.138	31.229

Analyse des résultats :

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction x-x, l'interaction horizontale est donc vérifiée selon x mais dans le sens y-y, au niveau 2 le voile reprend plus de 75%.

Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 des règles RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales lors de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques à la base déterminée par la méthode statique équivalente.

Calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3 des RPA99 V2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre $A = 0,15$.

Q : facteur de qualité $Q = 1,15$

R : coefficient de comportement global de la structure $R = 5$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau de T_2

On a $\xi = 8.5\%$.

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.$$

Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble. Donc **catégorie S₃**.

Donc $T_2 = 0,50s$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.82 \geq 0.7$$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

Donc $T = 0,050 \times 30.6^{\frac{3}{4}} = 0,65s$

$0,50 \leq T = 0,65 \leq 3,0s$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 34.3 \text{ m} \\ L_y = 27.55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.47s \\ T_y = 0.53s \end{cases} \Rightarrow \text{après majoration} \begin{cases} T_x = 0.611s \\ T_y = 0.689s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.041 \\ D_y = 1.963 \end{cases}$$

W : poids de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. (RPA 99) $\beta = 0,2$.

A partir logiciel **ROBOT2011** $W = 67830.34 \text{ KN}$

L'effort sismique sera :

$$V_{stat} \begin{cases} V_x = \frac{AD_x Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.041 \times 1.15}{5} \times 67830.34 \Rightarrow V_x = 4776.72 \text{ KN} \\ V_y = \frac{AD_y Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.963 \times 1.15}{5} \times 67830.34 \Rightarrow V_y = 4593.70 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 57 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Résultante des forces sismique	$V_{dym} (KN)$	$0.8V_{stat} (KN)$	$V_{dym} \geq 0.8V_{stat}$
Sens x-x	3764.43	3820.97	non vérifié
Sens y-y	3521.38	3674.96	non vérifié

Dans le sens x-x pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{stat}/V_{dym} = 1.015$.

Dans le sens y-y pour E_y il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0.8V_{stat}/V_{dym} = 1.043.$$

Vérification de l'effort réduit :

Selon l'article 7.1.3.3 de RPA99V2003, et afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul ne doit vérifier.

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de poteau .

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau 58 : Vérification de l'effort réduit

Niveau	$B_c(cm^2)$	$N_d(KN)$	v	observation
RDC	4550	3230.02	0.28	<i>vérifié</i>
1^{iere} étage	4550	2638.90	0.23	<i>vérifié</i>
2^{ieme} étage	4550	2282.28	0.20	<i>vérifié</i>
3^{ieme} étage	3900	1928.86	0.19	<i>vérifié</i>
4^{ieme} étage	3900	1591.98	0.16	<i>vérifié</i>
5^{ieme} étage	3900	1270.86	0.13	<i>vérifié</i>
6^{ieme} étage	3300	965.63	0.13	<i>vérifié</i>
7^{ieme} étage	3300	682.84	0.09	<i>vérifié</i>
8^{ieme} étage	2750	458.92	0.06	<i>vérifié</i>
9^{ieme} étage	1800	246.61	0.05	<i>vérifié</i>

Les déplacements :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

Déplacements du centre de gravité des niveaux :

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont montrés dans le tableau suivant, Avec :

Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.4.3 des règles RPA99v2003 par la formule suivante : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement dues aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (dans notre cas $R= 5$)

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_k, δ_{k-1} : sont les déplacements absolus des niveaux **k** et **k-1** respectivement.

Tableau 59 : calcul des déplacements

NIVEAU	Sens x-x						Sens y-y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0.0	0.0	0	0.0	306	0.0000	0.0	0.0	0	0.0	0.0000	
NIV 01	0.1	0.5	0.0	0.5	306	0.0016	0.1	0.5	0.0	0.5	0.0016	
NIV 02	0.2	1.0	0.5	0.5	306	0.0016	0.2	1.0	0.5	0.5	0.0016	
NIV 03	0.3	1.5	1.0	0.5	306	0.0016	0.4	2.0	1.0	1.0	0.0032	
NIV 04	0.5	2.5	1.5	1.0	306	0.0032	0.5	2.5	2.0	0.5	0.0016	
NIV 05	0.6	3.0	2.5	0.5	306	0.0016	0.7	3.5	2.5	1.0	0.0032	
NIV 06	0.7	3.5	3.0	0.5	306	0.0016	0.8	4.0	3.5	0.5	0.0016	
NIV 07	0.8	4.0	3.5	0.5	306	0.0016	0.9	4.5	4.0	0.5	0.0016	
NIV 08	0.9	4.5	4.0	0.5	306	0.0016	1.1	5.5	4.5	0.5	0.0016	
NIV 09	1.0	5.0	4.5	0.5	306	0.0016	1.2	6.0	5.5	0.5	0.0016	

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, c.-à-d. la condition est vérifiée.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K' ;

Δ_K: déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1';

h_K: hauteur d'étage 'K'.

Tableau 60: Justification vis – à – vis de l'effet P – Δ

niveau	P [KN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Vx[KN]	Vy [KN]	h _k [cm]	θ x	θ y
RDC	73946.64	0.0	0.0	3701,08	3599,08	306	0	0
NIV 01	65993.39	0.5	0.5	3632,32	3539,1	306	0,0296	0,0304
NIV 02	58057.43	0.5	0.5	3494,87	3369,92	306	0,0271	0,0281
NIV 03	50328.86	0.5	1.0	3263,18	3126,54	306	0,0252	0,0526
NIV 04	42683.12	1.0	0.5	3017,02	2873,37	306	0,0462	0,0242
NIV 05	35049.06	0.5	1.0	2701,52	2560,59	306	0,0211	0,0447
NIV 06	27599.84	0.5	0.5	2287	2167,98	306	0,0197	0,0208
NIV 07	20214.59	0.5	0.5	1864,71	1775,86	306	0,0177	0,0185
NIV 08	12990.46	0.5	0.5	1400,32	1351,1	306	0,0151	0,0157
NIV 09	6256.39	0.5	0.5	1037,39	1022,52	306	0,0098	0,0099

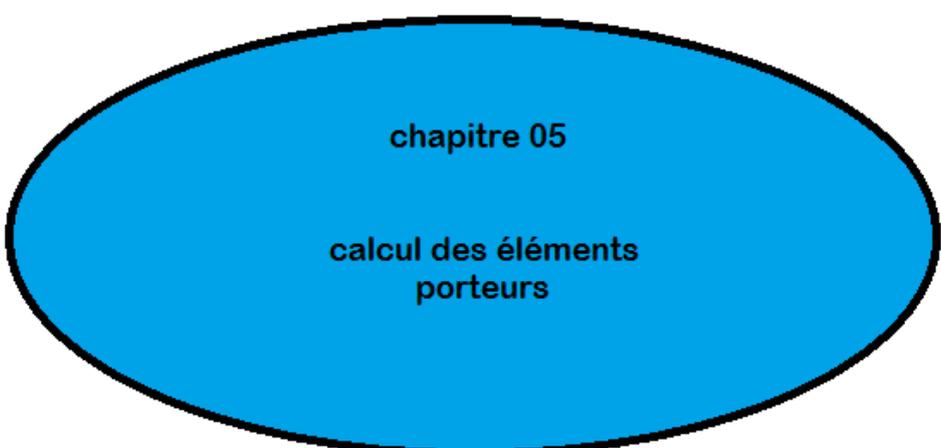
Remarque :

Nous voyons que θ_i est toujours inférieur à 0.1, pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

4.11. Conclusion :

L'objectif de l'étude dynamique est de vérifier toutes les exigences, selon RPA99/2003

La disposition des voiles est choisie selon les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale), la vérification de la période, le comportement de la structure et l'effort normal réduit.



chapitre 05

calcul des éléments
porteurs

5.1. Introduction :

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des 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 du calcul de béton armé (BAEL et R.P.A.99).

Les règles R.P.A.99 v2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

5.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

5.2.1. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$
E.L.S : $G+Q$
- Selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$ et $0.8G \pm E$ et $G+Q \pm 1.2E$

5.2.2. Exigences et recommandation de ferrailage imposé par RPA99 V2003 :

Les armatures longitudinale : les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de :

Le pourcentage minimal sera de **0.8%** pour la zone sismique **II-a**.

Le pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante, et de **6%** en zone de recouvrement.

On a deux types deux sections pour les poteaux, le ferrailage minimal sera :

Tableau 61 : ferrailage minimale des poteaux selon RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)		Ferrailage minimal (cm ²)	Ferrailage maximal (cm ²)
Sous-sol RDC ,1 et 2	65 * 70	Courante	36.4	182
		De recouvrement		273
4,5 et 6	60 * 65	Courante	31.2	156
		De recouvrement		234
6 et 7	55 * 60	Courante	26.4	132
		De recouvrement		198
8	50 * 55	Courante	22	110
		De recouvrement		165
9	40 * 45	Courante	14.4	72
		De recouvrement		108

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale des recouvrements $L_R = 40\phi_{1min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les armatures transversales : (article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- V_U : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort **tranchant** ; il est en fonction de l'élançement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixée comme suit :
 $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$ dans la zone nodale
 $t \leq 15\phi_l$ hors zone nodale

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée en fonction de l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0.3 \%$

Si $\lambda_g < 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0.8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ on interpole entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

5.2.3. calcul de Ferrailage longitudinal :

Étapes de calcul :

En premier lieu, on va chercher le poteau le plus sollicité sous différents sollicitations, pour les poteaux de différentes sections. Puis on examine les conditions imposées par le BAEL91 mod99, pour déterminer le mode de travail de poteau, soit en flambement ou en flexion composée.

Puis on procède un exemple de calcul bien détaillé pour la détermination de du ferrailage de la section du poteau.

Tableau 62 : Sollicitation maximales dans les poteaux.

sections	$N_{max}(KN)$	$M_{coresp}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{coresp}(KN.m)$	$N_{min}(KN)$	$M_{coresp}(KN.m)$
Poteau (65x70) cm ²	3294.03	-21.52	182.6	3230.02	-1792.71	-141.53
Poteau (60x65) cm ²	2167.18	-53.39	149.63	315.89	-600.93	36.18
Poteau (55x60) cm ²	1189.10	69.09	137.10	220.97	-83.97	41.52
Poteau (50x55) cm ²	613.63	70.49	115.79	156.38	-36.13	40.53
Poteau (40x45) cm ²	328.50	64.22	100.06	121.48	-26.72	14.28

Calcul de ferrailage :

Exemple de calcul :

. Calcul des poteaux de section (65x70) cm² du RDC :

$b = 65 \text{ cm}, h = 70 \text{ cm}, d = 65 \text{ cm}, d' = 5 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \text{acier Fe E400}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa},$

$N_{max} = 3294.03 \text{ KN} \Rightarrow M_{coresp} = -21.52 \text{ KN.m}$

$M_{max} = 182.6 \text{ KN} \Rightarrow N_{coresp} = 3230.02 \text{ KN}$

$N_{min} = -1792.71 \text{ KN} \Rightarrow M_{coresp} = -141.53 \text{ KN.m}$

A) calcul sous N_{max} et M_{coresp}

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21.52}{3294.03} = 0.0065 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$

centre de pression a l'intérieur de la section,

On doit vérifier la condition suivante $1 > 2$

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$2 \Leftrightarrow N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 3.29403 \left(0.0065 + 0.65 - \frac{0.7}{2} \right) = \mathbf{1.0096 \text{ MN m}}$$

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.2624 \text{ MN.m}$$

$$2 \Leftrightarrow 3.29403(0.65 - 0.05) - 1.0096 = 0.9668 \text{ MN.m}$$

1 > 2, donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.0096}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = \mathbf{0.258} < \mu_l = \mathbf{0.391}$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire : $A'_S = 0$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{PIVOT } B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{1} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.258}) = \mathbf{0.380}$$

$$\varepsilon_{st} = 0.0057 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65(1 - 0.4 \times 0.380) = \mathbf{0.551 \text{ m}}$$

Le ferrailage sera :

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.0096}{0.551 \times 400} = 45.8 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 45.8 - 82.35 = -36.54 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_S = 0 \text{ cm}^2$$

B-calcul sous Mmax et Ncor :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{182.6}{3230.02} = 0.0565 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$$

centre de pression a l'intérieur de la section,

On doit vérifier la condition suivante 1 > 2

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$2 \Leftrightarrow N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 3.23002 \left(0.0565 + 0.65 - \frac{0.7}{2} \right) = 1.1515 \text{ MN m}$$

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.2624 \text{ MN.m}$$

$$2 \Leftrightarrow 3.23002(0.65 - 0.05) - 1.1515 = 0.7865 \text{ MN.m}$$

1 > 2, donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.1515}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.295 < \mu_l = 0.391$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire : $A'_S = 0$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{PIVOT B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{1} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.295}) = 0.449$$

$$\varepsilon_{st} = 0.0057 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65(1 - 0.4 \times 0.449) = 0.533 \text{ m}$$

Le ferrailage sera :

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.1515}{0.533 \times 400} = 54.01 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 54.01 - 80.75 = -26.74 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_S = 0 \text{ cm}^2$$

C-calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{141.53}{-1792.71} = -0.0789 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$$

centre de pression a l'intérieur de la section,

On doit vérifier la condition suivante 1 > 2

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$2 \Leftrightarrow N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = -1.79271 \left(-0.0789 + 0.65 - \frac{0.7}{2} \right) = -0.396 \text{ MN m}$$

$$1 \Leftrightarrow (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.2624 \text{ MN.m}$$

$$2 \Leftrightarrow -1.79271(0.65 - 0.05) + 0.396 = 0.6792 \text{ MN.m}$$

1 > 2, donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{-0.396}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = -0.101 < \mu_l = 0.391$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire : $A'_S = 0$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow PIVOT B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{1} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times -0.101}) = -0.121$$

$$\varepsilon_{st} = 0.0057 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65(1 - 0.4 \times -0.121) = 0.681 \text{ m}$$

Le ferrailage sera :

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{-0.396}{0.681 \times 348} = -16.70 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_l - \frac{N}{f_e} = 16.70 + 44.81 = 28.11 \text{ cm}^2 > 0$$

Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 63 : ferrailage longitudinale des poteaux.

niveau	Sections(cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC ,1 et 2	65 * 70	0	28.11	36.4	37.7	12HA20
3,4 et 5	60 * 65	0	11.21	31.2	31.29	8HA20+4HA14
6 et 7	55 * 60	0	4.14	26.4	28.09	6HA20+6HA14
8	50 * 55	0	4.59	22	22.24	8HA16+4HA14
9	40 * 45	0	5.90	14.4	15.21	4HA14+8HA12

5.2.4. calcul de Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_d}{h_1 f_e}$$

$$V_u = 185.83 \text{ KN}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

$$\lambda_g = \frac{h}{a} = \frac{3.06}{0.65} = 4.7 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(15\phi_l; 15) \text{cm} \rightarrow t \leq \text{Min}(15 \times 2; 15) = 15 \text{cm}$

On adopte $t = 10 \text{ cm}$

Hors la zone nodale : $t' \leq (15\phi_l) \text{cm} \rightarrow t' \leq (15 \times 2) = 30 \text{cm}$

On adopte $t = 15 \text{ cm}$

Application numérique :

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_d \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 0.18583 \times 0.15}{0.70 \times 400} = 3.73 \text{cm}^2$$

Ferraillage minimal :

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre } 0.3\% \text{ et } 0.8\% \Rightarrow A_{min} = 0.375\% t b$

$A_{min} = 3.65 \text{ cm}^2 < A_t = 3.73 \text{cm}^2$ *condition vérifiée*

Donc $A_t = 3.73 \text{ cm}^2$ on adopte trois cadres **de 10 mm** de diamètre C.-à-d. **6HA10**

Les résultats de calculs des armatures transversales des différents types des poteaux sont résumés au tableau suivant :

Tableau 64 : ferraillage transversale des poteaux.

Sections (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	V_d (KN)	l_r (cm)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)	barres
65*70	2	185.83	80	10	15	3.73	3.65	4.71	6HA10
60*65	1.4	100.48	56	10	15	1.45	2.7	3.02	6HA8
55*60	1.4	91.78	56	10	15	1.43	2.47	3.02	6HA8
50*55	1.4	82.24	56	10	15	1.40	2.25	3.02	6HA8
40*45	1.2	82.56	48	10	15	1.72	1.8	3.02	6HA8

4.2.5.Ferraillage transversal des nœuds :

A cause de la fragilité des zones nodales face aux actions sismiques, le règlement RPA99 V2003 recommande de prévoir des armatures transversales constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle. (Voir figure.109)

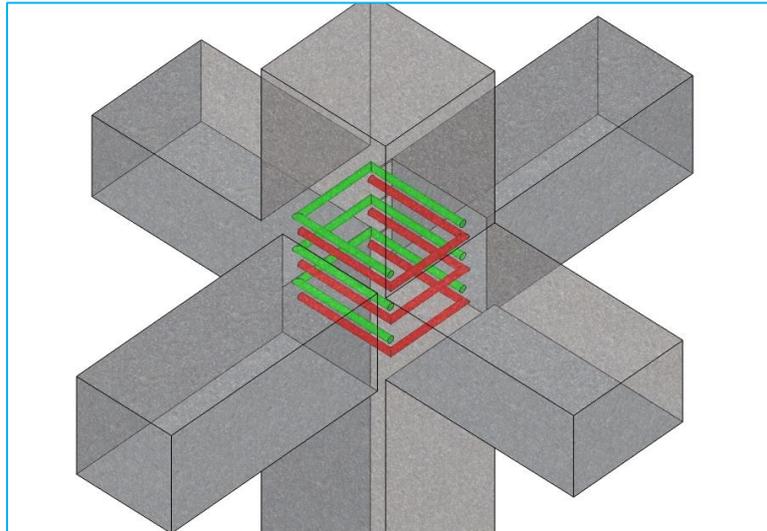


Figure 49 : Ferrailage des zones nodales.

5.2.5. Vérifications des poteaux :

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (Art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{Art : B. 8.2.1})$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

→ Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ Avec : $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 65 : Vérification au flambement.

niveau	Sections (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC ,1 et 2	65 * 70	306	214.2	10.58	0.834	37.70	4284	7.71	3.294	Vérifié
3,4 et 5	60 * 65	306	214.2	11.40	0.832	31.29	3654	6.53	2.167	Vérifié
6 et 7	55 * 60	306	214.2	12.35	0.829	28.09	3074	5.53	1.189	Vérifié
8	50 * 55	306	214.2	13.47	0.825	22.24	2544	4.52	0.613	Vérifié
9	40 * 45	306	214.2	16.46	0.813	15.21	1634	2.86	0.328	Vérifié

b-Vérification des contraintes normales à l'ELS :

On doit vérifier les contraintes normales dans le béton pour les poteaux partiellement comprimés.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \\ I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2 \\ A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2 \\ v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right) \\ v' = h - v \\ B = b \times h + 15 \times A_s \end{array} \right.$$

Le tableau suivant résume les résultats de toutes les sections :

Tableau 66 : Vérification des contraintes normales à l'ELS.

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	65*70	60*65	55*60	50*55	40*45
d (cm)	65	60	55	50	40
A' (cm²)	18.85	15.64	14.04	11.12	7.60
A (cm²)	18.85	15.64	14.04	11.12	7.60
V (cm)	38.31	35.45	32.82	29.93	24.46
V' (cm)	31.69	29.55	27.18	25.07	20.54
I_{yy'} (m⁴)	0.0244	0.0176	0.0128	0.0088	0.0038
N_{ser} (MN)	2.389	1.572	0.864	0.446	0.240
M_{ser} (MN.m)	0.065	0.076	0.078	0.080	0.076
M_{Gser} (MN.m)	0.144	0.122	0.102	0.09	0.08
σ_{bc1} (Mpa)	7.51	6.48	5.23	4.68	6.48
σ_{bc2} (Mpa)	3.38	1.98	0.452	-0.94	-2.99
σ̄_{bc} (Mpa)	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c-Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU) :

Exemple de calcul : poteau de RDC.

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{bd} \leq \text{Min}(\bar{\tau}_u^{RPA} ; \tau_u^{BAEL})$$

Selon l'article 7.4.3.2 des règles RPA99 V2003, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{h}{a} = \frac{3.06}{0.65} = 4.7 < 5 \quad \text{Donc } \rho_d = 0.040 .$$

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = 0.040 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Selon l'article A.5.1, 21 des règles BAEL91 mod.99, la contrainte limite ultime de cisaillement pour une fissuration peu préjudiciable est la suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.185}{0.65 \times 0.65} = 0.43\text{MPa} < \text{Min}(1 ; 3.33) = 1 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le tableau suivant résume les résultats de toutes les sections :

Tableau 67 : Vérification au cisaillement.

Niveau	Sections (cm ²)	l_0 (cm)	λ_g	ρ_d	V_d (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (Mpa)	τ_u^{BAEL} (Mpa)	Obs.
Sous-sol, RDC ,1 et 2	65 * 70	306	4.7	0.04	185.83	0.43	1	3.33	Vérifié
3,4 et 5	60 * 65	306	5.1	0.075	100.48	0.27	1.875	3.33	Vérifié
6 et 7	55 * 60	306	5.56	0.075	91.78	0.30	1.875	3.33	Vérifié
8	50 * 55	306	6.12	0.075	82.24	0.32	1.875	3.33	Vérifié
9	40 * 45	306	7.65	0.075	82.56	0.51	1.875	3.33	Vérifié

d-Vérification des zones nodales :

Le RPA99 v2003 (art 7.6.2) exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (|M_W| + |M_E|)$$

Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton

- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 68: moment résistant dans les poteaux .

Niveau	Sections (cm2)	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC ,1 et 2	65*70	63	37.7	826.53
3,4 et 5	60*65	58.6	31.29	638.09
6 et 7	55*60	54	28.09	527.86
8	50*55	49.5	22.24	383.10
9	40*45	40.5	15.21	214.36

Tableau 69 : Détermination des moments résistants dans les poutres

Niveau	M _N	M _S	M _N + M _S	M _W	M _E	1.25(M _W +M _E)	obs
RDC	826.53	826.53	1653,06	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage1	826.53	826.53	1653,06	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage2	826.53	826.53	1653,06	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage3	638.09	638.09	1276,18	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage4	638.09	638.09	1276,18	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage5	638.09	638.09	1276,18	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage6	527.86	527.86	1055,72	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage7	527.86	527.86	1055,72	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage8	383.10	383.10	766,2	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>
Etage9	214.36	214.36	766,2	162,081	162,081	405,20	<i>Vérifié</i>

5.2.5. Schémas de ferrailage des différents poteaux :

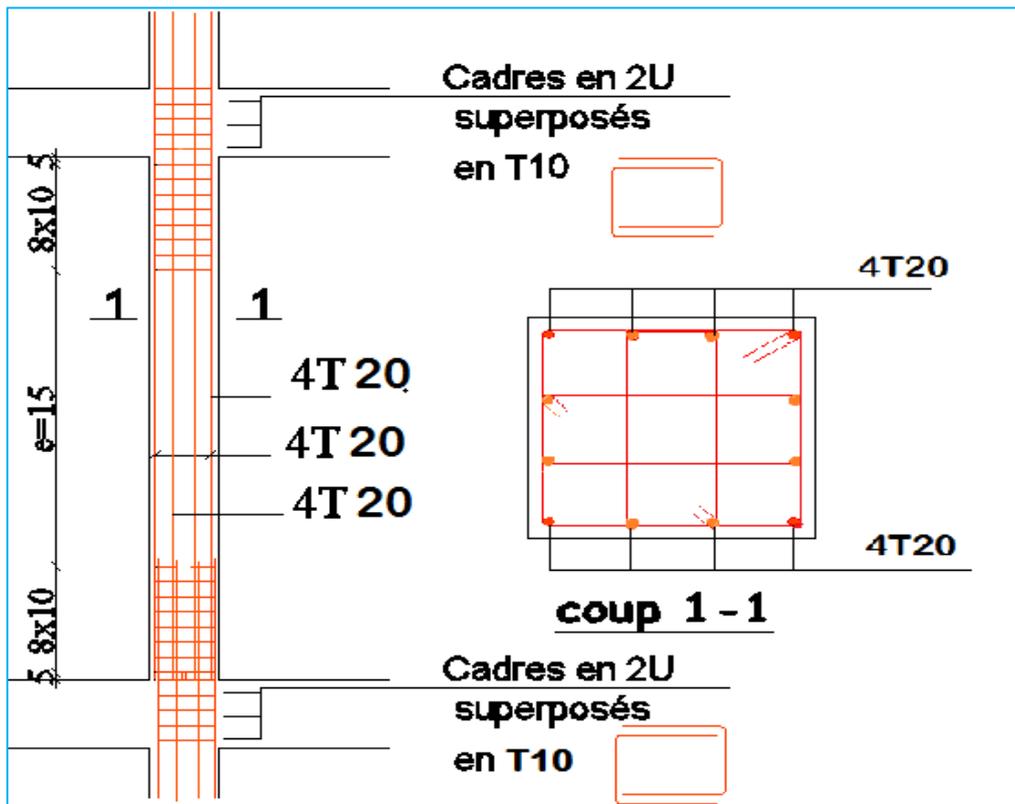


Figure 50 : schéma de ferrailage de poteau (65 * 70)cm².

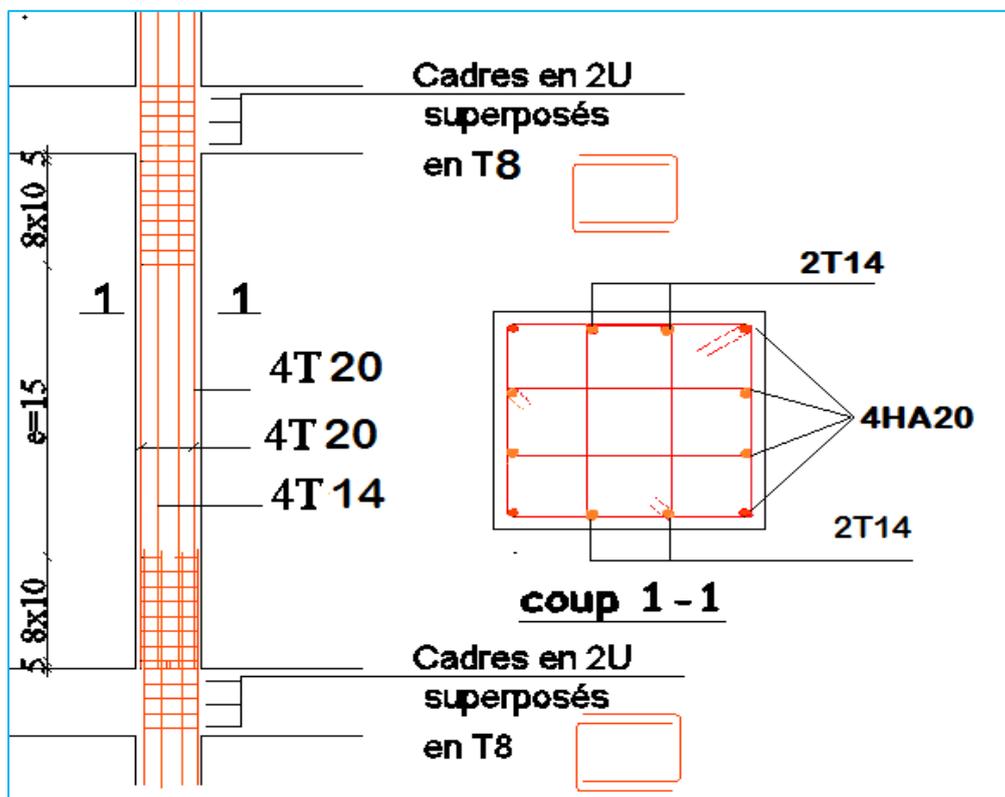


Figure 51 : schéma de ferrailage de poteau (60 * 65)cm².

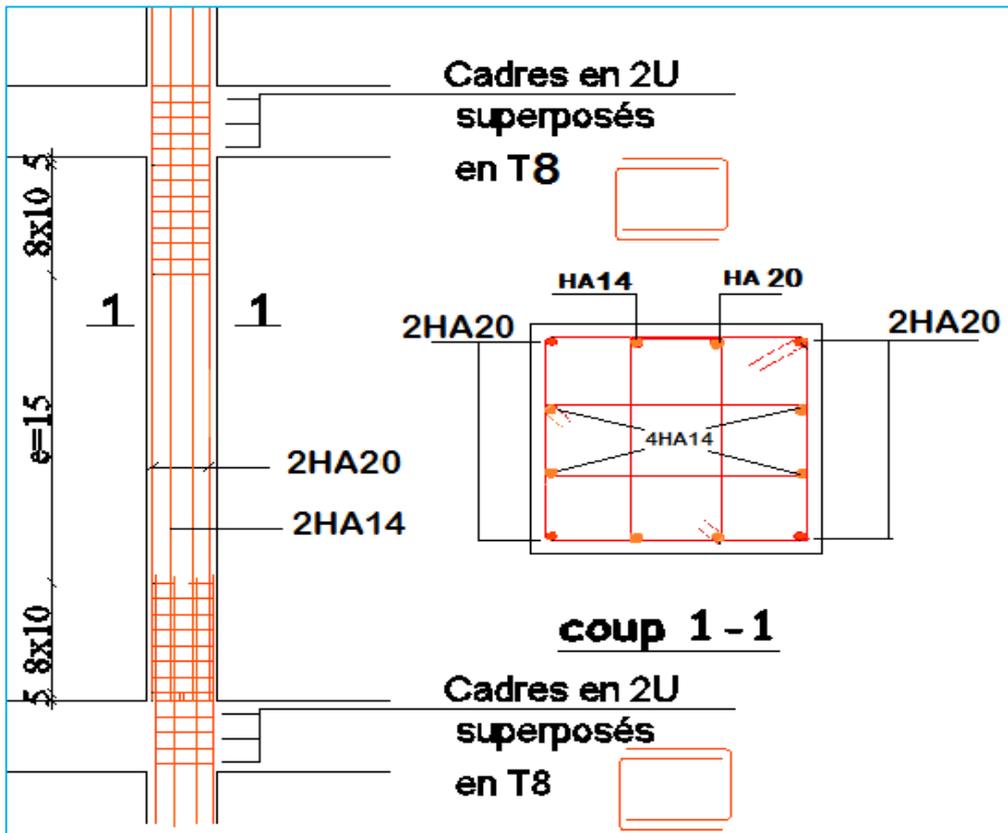


Figure 52 : schéma de ferrailage de poteau (55 * 60)cm².

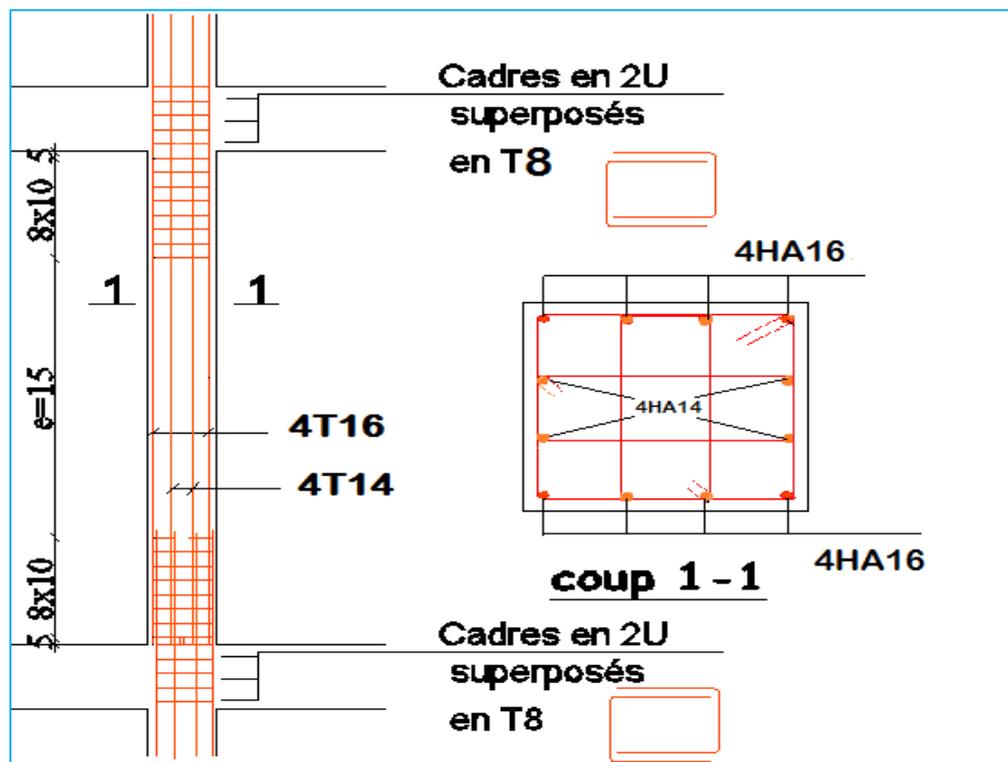


Figure 53 : schéma de ferrailage de poteau (50 * 55)cm².

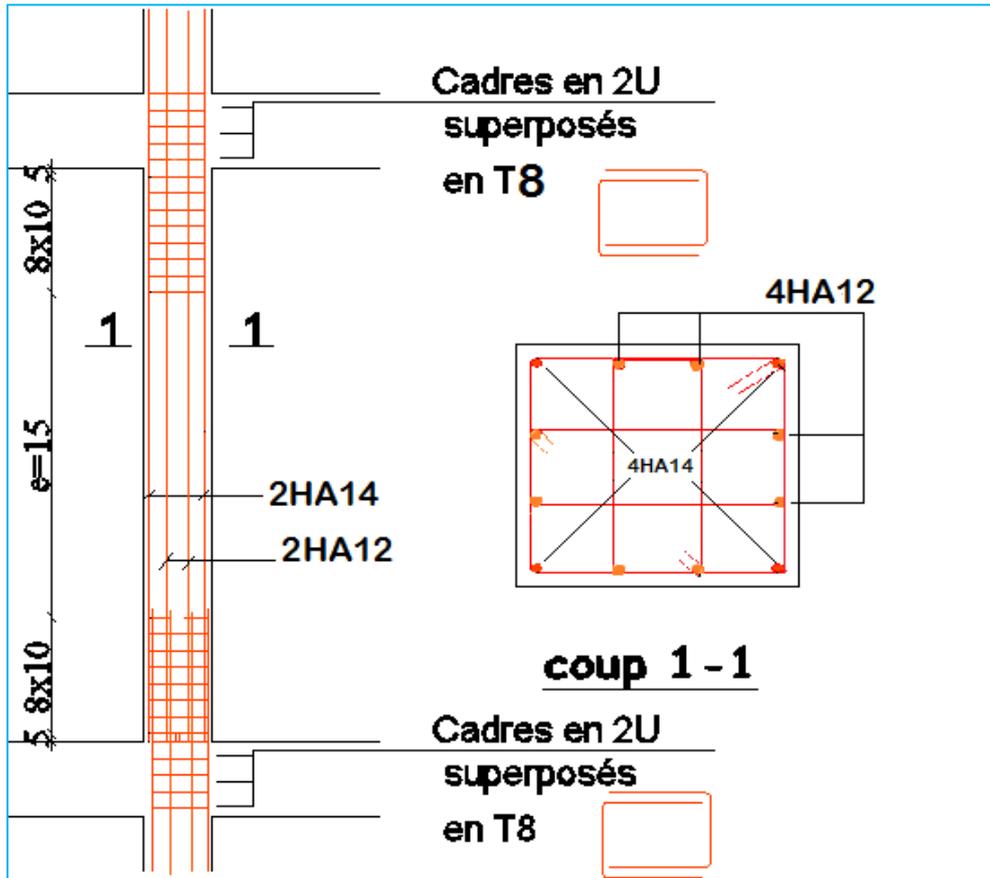


Figure 54 : schéma de ferrailage de poteau $(45 \times 55) \text{ cm}^2$.

5.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

5.3.1. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U : 1,35 G +1,5 Q
E.L.S : G+Q
- Selon le R.P.A 99 : G+Q +E
0.8G ±E

5.3.2. Condition de ferrailage :

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le R.P.A.99 V 2003.

Armatures longitudinales (article 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.

$$A_{s \min} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times (40 \times 45) = 9 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales}$$

$$A_{s \min} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times (35 \times 40) = 7 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

Pour les poutres principales :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (40 \times 45) = 72 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (40 \times 45) = 108 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (35 \times 40) = 56 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (35 \times 40) = 84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures transversales : (Article 7.5.2.2.) : La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$$

- s : est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{zone nodale : } s \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

$$\text{Hors zone nodale : } s \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

Ferraillage minimale :

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

Pour les poutres principales $A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 40 \times 42 \times \frac{2,1}{400}; \frac{40 \times 42}{1000} \right\} = 2.03 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires $A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400}; \frac{35 \times 37}{1000} \right\} = 1.56 \text{ cm}^2$

Disposition constrictives :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II.

5.3.3.calcul du Ferraillage longitudinal :

a-Ferraillage des travées :

Exemple pour le calcul : poutre principale (étage courant) $b = 40 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = 42 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$.

On doit calculer le ferraillage de la poutre la plus sollicité dans la structure.

$$\begin{cases} M_u = 85.98 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 63.08 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{85.98}{63.08} = 1.363$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.287$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.08598}{0.4 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0,085 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,111 < 0,259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,42(1 - 0,4 \times 0,111) = 0,401 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{85.98 \times 10^{-3}}{0,401 \times 348} = 0.000617 \text{ m}^2 = 6.16 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **4HA14** avec : **As= 6.16cm²**.

Ferrailage minimale :

$$A_{s \text{ min}} = \max\{A_{s \text{ min}}^{RPA}; A_{s \text{ min}}^{BAEL}\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max\{2.03 ; 9\} = 9\text{cm}^2 > A_s^{\text{adoptée}} = 6.16\text{cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc le ferrailage adopté sera : **6HA14** avec **A_s = 9.24 cm²**.

b- Ferrailage en appuis :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 42 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm}.$$

On doit calculer le ferrailage en appuis de la poutre la plus sollicité dans la structure.

$$\begin{cases} M_u = 157.40 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : G + Q + Ey} \\ M_{\text{ser}} = 63.08 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : G + Q} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{157.4}{63.08} = 2.49$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.673$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.15740}{0.4 \times 0.42^2 \times 18.47} = 0,120 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S. S. A. C} \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,16 < 0,673 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,42(1 - 0,4 \times 0,16) = 0,393 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{157.40 \times 10^{-3}}{0,393 \times 348} = 0.00115 \text{ m}^2 = 11.50 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **6HA14+2HA12** avec : **As= 11.50cm²**.

Ferrailage minimale :

$$A_{s \text{ min}} = \max\{A_{s \text{ min}}^{RPA}; A_{s \text{ min}}^{BAEL}\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max\{2.03 ; 9\} = 9\text{cm}^2 < A_s^{\text{adoptée}} = 11.5\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de ferrailage des poutres,

Tableau 70 : Récapitulatif de ferrailage des poutres .

Niveau	Type de poutre	sections	localise	M (KN.M)	V(KN)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	barres
Etages courants	PP	40 × 45	Travée	85.98	149.41	6.16	9	9.24	6HA14
			Appui	157.40		11.50		11.50	6HA14+2HA12
	PS	35 × 40	Travée	61.96	105.48	5.05	7	8.42	4HA14+2HA12
			Appui	122.39		10.56		11.50	6HA14+2HA12
Dernier niveau	PP	40 × 45	Travée	101.26	164.78	7.32	9	9.24	6HA14
			Appui	140.00		10.36		11.50	6HA14+2HA12
	PS	35 × 40	Travée	105.42	81.53	8.83	7	9.24	6HA14
			Appui	79.06		6.49		8.42	4HA14+2HA12

5.3.4. Vérification des poutres :

5.3.4.1. Vérification des armatures selon RPA99V2003 :

Les armatures transversales :

a) calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = 1,2 \text{ cm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b) calculs des espacements des armatures transversales :

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme donné par le règlement RPA99 V2003 article 7.5.2.2 :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = 11.25$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

5.3.4.2. Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :

Les règles BAEL91mod.99 préconise dans les articles A.5.1, 2.2 et A.7.2, 2 de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_{et}}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{40 \times 15} = 1.34 > 0.4MPa \quad \text{condition vérifiée} \\ S_t = 15cm \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 40cm \quad \text{condition vérifiée} \\ \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right); \phi_t \leq 12mm \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

5.3.4.3. Vérification de l’effort tranchant à (L’ELU) :

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3,33MPa.$$

Tableau 71: Vérification au cisaillement.

Type de poutre	V(KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	observation
PP	164.78	0.98	3.33	<i>vérifié</i>
PS	105.48	0.81	3.33	<i>vérifié</i>

L’effort tranchant est vérifié alors pas de risque de cisaillement pour tous les types des poutres.

5.3.4.4. Vérification des contraintes à L’ELS :

Etat limite de compression du béton

La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance y de l’axe neutre est :

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

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l’équation (I) on trouve

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications :

Tableau 72 : Vérification des contraintes à L'ELS

Type de poutre	sections	localise	M_{ser} (KN.m)	$y(cm)$	I (cm^4)	A_{adopt} (cm^2)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs.
PP	40 × 45	Travée	73,92	13,94	145246,87	9,24	7,09	15	vérifie
		Appui	121,29	15,20	170720,506	11,50	10,79	15	vérifie
PS	35 × 40	Travée	45,08	13,61	105238,73	9,24	5,82	15	vérifie
		Appui	37,63	14,79	122835,80	11,50	4,53	15	vérifie

5.3.4.5. Vérification de la flèche des poutres (à l'ELS) :

On doit vérifier la flèche maximale en travée des poutres, en basant sur les conditions de la flèche imposés par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 mod.99 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0}\right) \\ L \leq 8 m \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 \Rightarrow M_0 = M_t \div 0.85$$

Tableau 73 : Vérification de la flèche des poutres

	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm^2)	$\frac{L}{16}$	$\frac{M_t L}{10M_0}$	$\frac{4.2bd}{f_e}$	$h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0}\right)$	$A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e}$
PP	45	40	695	11.5	43.4 3	0.59	18.9	vérifiée	vérifiée
PS	40	35	540	11.5	33.7 5	0.459	15.54	vérifiée	vérifiée

5.4.6. Schémas de ferrailage des poutres :

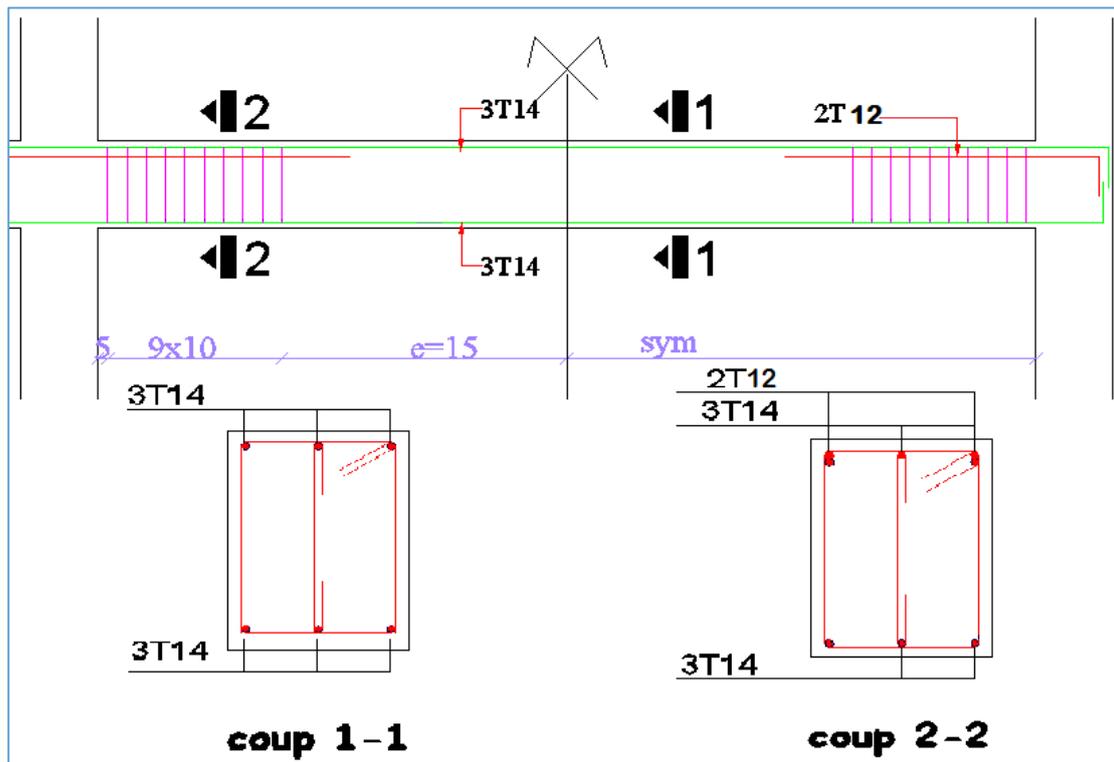


Figure 55 : schéma de ferrailage de poutre principale

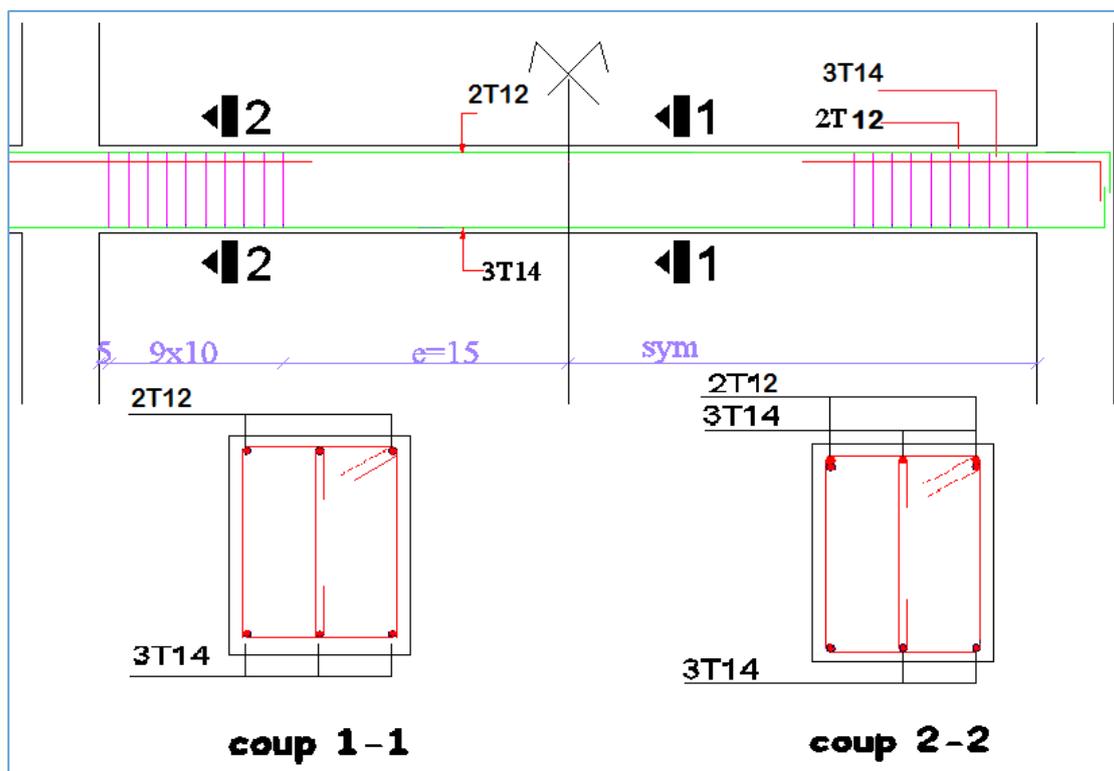


Figure 56 : schéma de ferrailage de secondaire.

5.4. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales
2. Armatures horizontales
3. Armatures transversales

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

5.4.1. Prescriptions imposées par RPA99 :

- Les armatures verticales (article 7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($st \leq 15cm$).
- d) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. 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).

- Les armatures horizontales (article 7.7.4.2):

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des

talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes (article 7.7.4.3):

a) 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 %

b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1,5 a$
- $S_t \leq 30\text{cm}$

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

5.4.2. Méthodes de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage

La méthode des contraintes (simplifiée) :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Etape de calcul :

- On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{B} \pm \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \text{pour une section entièrement comprimée ou tendue.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{2}{3}\sigma_{max} \Rightarrow \text{pour une section partiellement comprimée ou tendue.}$$

À cette contrainte moyenne correspond une force de compression $F_c = |\sigma_{moy}| \times a \times L_c$ ou de traction $F_t = |\sigma_{moy}| \times a \times L_t$.

- La contrainte admissible se déduit de la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = \min(0,45a * \gamma * f_{c28} , 0,5a * \beta * \gamma * f_{c28})$$

$$\alpha = \frac{a - \frac{10}{3e}}{a} \text{ Avec : } e = \min(1cm, \frac{l_f}{300}) \quad a : \text{ épaisseur du voile en cm.}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \frac{\lambda^2}{100}} \text{ Avec : } \lambda: \text{ l'élanement géométrique de la section.}$$

Pour une fabrication contrôlée $\gamma = 1$

- Détermination la nature de la section du voile :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- Calcul de la section d'armature :

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[L_t]$ en utilisant les triangles semblables :

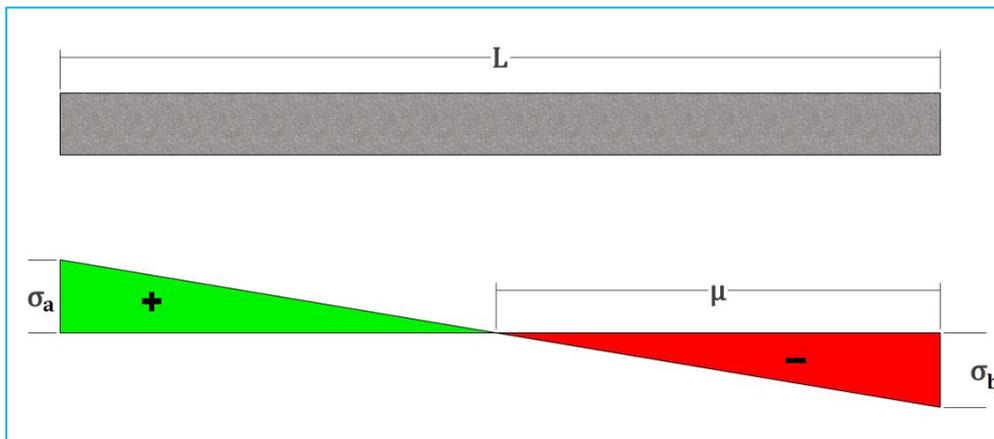


Figure 57 : diagramme des contraintes de S.P.C

$$L_t = \frac{L}{(\sigma_a / \sigma_b) + 1}$$

$$A = \frac{F_t}{\sigma_s}, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La longueur de la zone comprimée est :

$$L_c = L - 2 * L_t, \quad A = 15\% a * L_c$$

B- Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[L_t]$ est égale à (L) l'effort de traction.

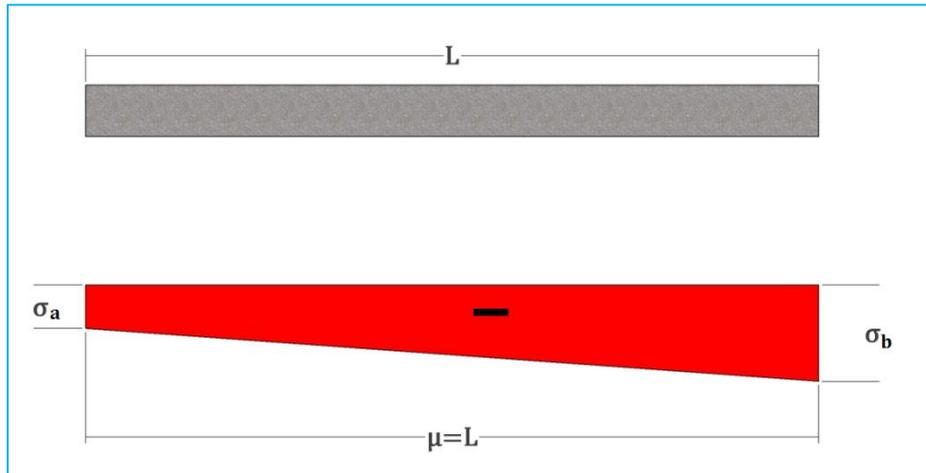


Figure 58 : diagramme des contraintes de S.E.T

La section d'armature est : $A = \frac{F_t}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

Solution économique : $A = \max\left(\frac{N}{2 * \sigma_s}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

C- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

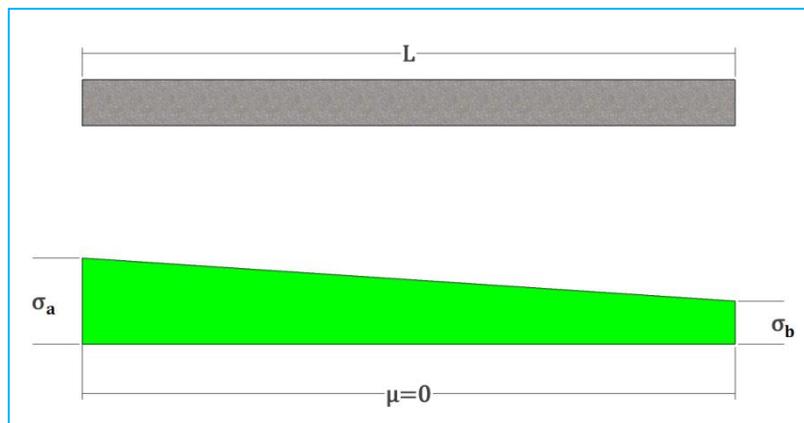


Figure 59 : diagramme des contraintes de S.E.C

$$A = \frac{F_c}{\sigma_s}, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Cas d'un ferrailage symétrique : $A_1 = A_2 = A/2$.

5.4.3. Calcul du ferrailage des voiles :

Exemple de calcul (Voile x1) :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des différents voiles.

Tableau 74 : Sollicitation sur les différents niveaux pour le voile V_{x1}

Niveau	Effort		Effort correspondant		Effort tranchant
RDC ,1 et 2	N_{max}	-2712,34KN	M_{cor}	53, 30 KN.m	$V_y=-594,67$
	M_{max}	2119,02KN.m	N_{cor}	-1975,98KN	
	N_{min}	-1068,21KN	M_{cor}	55,67KN.m	
3,4 et 5	N_{max}	-2071,53KN	M_{cor}	40,46KN.m	$V_y=-423,77$
	M_{max}	855,51KN.m	N_{cor}	-1508,57 KN	
	N_{min}	-734,67KN	M_{cor}	43,50 KN.m	
6 , 7	N_{max}	-1306,86 KN	M_{cor}	26,15 KN.m	$V_y=-189,39$
	M_{max}	288,10KN.m	N_{cor}	-747,79 KN	
	N_{min}	-494,58KN	M_{cor}	-27,24 KN.m	
8	N_{max}	-744,06KN	M_{cor}	13,37 KN.m	$V_y=-83,31$
	M_{max}	287,65KN.m	N_{cor}	-542,19 KN	
	N_{min}	-362,90KN	M_{cor}	35,5 KN.m	
9	N_{max}	-445,87 KN	M_{cor}	5,2 KN.m	$V_y=-131,67$
	M_{max}	220,46KN.m	N_{cor}	-325,28 KN	
	N_{min}	-222,94 KN	M_{cor}	22,78 KN.m	

Données :

$$N_{max} = -2712,34KN$$

$$M_{cor} = 53, 30 KN. m$$

$$V_y = -594,67$$

$$a = 0,2m, \quad L = 4,2m$$

$$I = \frac{0,2 \times 4,2^3}{12} = 1,2348m^4, \quad v = \frac{L}{2} = \frac{4,2}{2} = 2,1m, \quad B = 0,84m^2$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I} \end{cases}$$

Donc, les contraintes valent :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{-2,71234}{0.84} + \frac{0,0533 \times 2,1}{1.2348} = -3,13MPa & \text{traction} \\ \sigma_{min} = \frac{-2,71234}{0.84} - \frac{0,0533 \times 2,1}{1.2348} = -3,31MPa & \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est entièrement tendue.

En traçant le digramme des contraintes suivant :

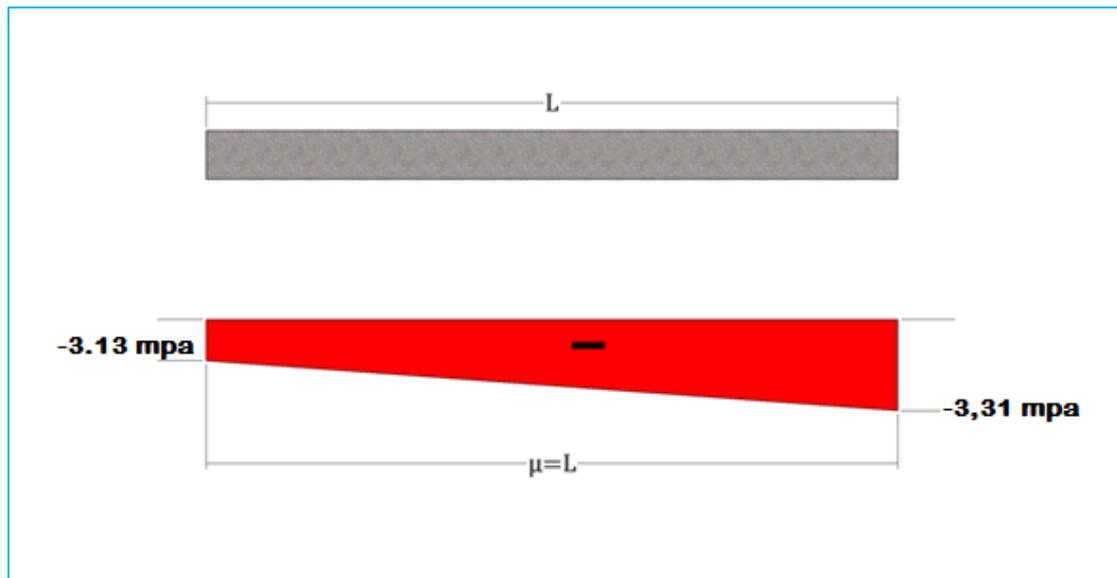


Figure 60 : diagramme des contraintes dans le voile v_{x1}

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 3,31 + 3,13}{4} = 3,265\text{MPa}$$

Armatures verticales :

$$SET \Rightarrow A = \frac{F_t}{\sigma_s} \text{ (A : section totale d'acier)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$F_t = |\sigma_{moy}| \times a \times L_t$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

Dans ce cas $L_t = L$ puisque la section est entièrement tendue.

$$F_t = 3,265 \times 0,2 \times 4,2 = 2,7426\text{MN}$$

$$\Rightarrow A = \frac{2,7426}{400} = 68,56\text{cm}^2.$$

Ferraillage symétrique : $A_1 = A_2 = A/2 = 34,28\text{cm}^2$.

On choisit : $A_1 = A_2 = 23\text{HA}14 = 35,42\text{cm}^2$.

Le pourcentage minimal :

Ferraillage minimal selon RPA99/2003 :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,15 * a * L \\ A_{min} = 0,0015 * 0,2 * 4,2 = 12,6cm^2 \Rightarrow \text{dans toute la section.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{min} = 0,1 * a * L_t \\ A_{min} = 0,001 * 0,2 * 4,2 = 8,4cm^2 \Rightarrow \text{dans la zone comprimée.} \end{cases}$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min (1,5 a ; 30cm) , a = 20cm$$

On prend : S = 10cm.....Aux extrémités sur une longueur de L/10 = 42cm.

S = 20cm....Dans la zone courante.

Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon l'article 7.7.2 de RPA 99 V2003, on doit vérifier la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 0.59467}{0.9 \times 4.2 \times 0.2} = 1.10 \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 1.101MPa \leq \bar{\tau} = 5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Selon BAEL91 mod99, on doit vérifier la formule suivante :

Une fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{0.59467}{4.17 \times 0.2} = 0.71MPa \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 3.75MPa$$

$$\tau_b = 0.71MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.75MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage horizontal :

Elles sont destinées à reprendre l'effort tranchant.

RPA 99/2003 :

$$A_{min} \geq 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 420 = 12,6cm^2$$

$$A_h \geq \frac{\tau * b * S_t}{0,8 f_e}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min (1,5 a ; 30cm)$$

$$S_t \leq 30cm.$$

On prend: S_t = 20cm.

$$A_h \geq \frac{1,101 * 20 * 20}{0,8 * 400} = 1,38cm^2.$$

On adopte : A_h = 10HA10 = 7.9cm²

Remarque : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Ferraillage transversal des voiles :

$$\sigma_{adm} = \min(0,45a * \gamma * f_{c28} , 0,5a * \beta * \gamma * f_{c28})$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times (3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m}$$

$$e = 0,609 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0,73$$

$$\lambda = 1,5$$

$$\beta = 0,99$$

$$\sigma_{adm} = 8,21 \text{ MPa.}$$

$$\frac{\sigma_{moy}}{\sigma_{adm}} = \frac{3,265}{8,21} = 0,39 < \frac{2}{3}$$

La contrainte moyenne est inférieure à 2 / 3 de la contrainte admissible.

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dispositions constructives :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{0,59467}{400} = 16,35 \text{ cm}^2$$

Dans ce qui suit on va récapituler, les résultats de ferraillage des différents voiles

Tableau 75: Résultats de ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*4.2	0.2*4.2	0.2*4.2	0.2*4.2	0.2*4.2
$M (KN.m)$	53.30	855.51	26.15	13.37	220.46
$N(KN)$	2712.34	1508.57	1306.86	744.06	325.28
$V(KN)$	594.67	423.77	189.39	83.31	131.67
$\tau_u(Mpa)$	1.101	0.785	0.351	0.154	0.244
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	34.38	26.496	16.596	9.42	6.034
$A_v^{min}(cm^2)$	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	35.42	27.63	18.17	18.17	18.17
$N^{bre}/face$	23HA14	4HA14+19HA12	23HA10	23HA10	23HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	1.38	0.98	0.44	0.19	0.30
$A_h^{min}(cm^2)$	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 76: Résultats de ferrailage du voile V_{x2}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*4.45	0.2*4.45	0.2*4.45	0.2*4.45	0.2*4.45
$M (KN.m)$	99.22	110.69	139.01	136.07	107.80
$N(KN)$	2517.57	1861.77	1110.99	555.57	286.73
$V(KN)$	362.30	233.17	151.18	79.60	405.32
$\tau_u(Mpa)$	0.633	0.408	0.264	0.139	0.708
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	32.306	24.205	15.059	8.091	4.493
$A_v^{min}(cm^2)$	13.35	13.35	13.35	13.35	13.35
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	32.86	27.12	18.96	18.96	18.96
$N^{bre}/face$	14HA14+10HA12	24HA12	24HA10	24HA10	24HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0.79	0.51	0.33	0.17	0.89
$A_h^{min}(cm^2)$	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 77: Résultats de ferrailage du voile V_{x4}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8
$M (KN.m)$	46.31	332.96	34.88	56.58	11.05
$N(KN)$	1701.06	952.15	745.54	358.20	64.04
$V(KN)$	273.71	199.66	127.19	75.45	60.35
$\tau_u(Mpa)$	0.76	0.555	0.353	0.21	0.168
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	21.884	16.361	9.786	5.235	0.948
$A_v^{min}(cm^2)$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	23.1	16.95	11.85	11.85	11.85
$N^{bre}/face$	15HA14	15HA12	15HA10	15HA10	15HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0.95	0.69	0.44	0.26	0.21
$A_h^{min}(cm^2)$	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 78: Résultats de ferrailage du voile V_{x5}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8
$M (KN.m)$	260,83	79,22	74,56	67,04	62,73
$N(KN)$	2229,74	1530,82	943,09	495,40	281,33
$V(KN)$	127,86	54,03	51,09	58,73	77,07
$\tau_u(Mpa)$	0,552	0,233	0,221	0,254	0,333
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	33,306	20,786	13,342	7,589	4,824
$A_v^{min}(cm^2)$	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	34,17	21,56	15,82	11,06	7,93
$N^{bre}/face$	17HA16	14HA14	14HA12	14HA10	14HA8
S_t	15	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0,69	0,29	0,28	0,32	0,42
$A_h^{min}(cm^2)$	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 79: Résultats de ferrailage du voile V_{y2}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*6,5	0.2*6,5	0.2*6,5	0.2*6,5	0.2*6,5
$M (KN.m)$	578,19	408,75	232,30	95,35	20,12
$N(KN)$	2693,57	2004,33	1204,49	625,40	335,43
$V(KN)$	1165,74	872,65	460,86	192,15	206,03
$\tau_u(Mpa)$	1,395	1,044	0,551	0,23	0,247
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	37,005	27,412	16,396	8,368	4,309
$A_v^{min}(cm^2)$	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	38,42	28,90	19,95	19,95	19,95
$N^{bre}/face$	34HA12	6HA12 +28HA10	10HA10 +24HA8	10HA10 +24HA8	10HA10 +24HA8
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	1,74	1,31	0,69	0,29	0,31
$A_h^{min}(cm^2)$	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

5.4.4. Schémas de ferrailage de voile pleine :

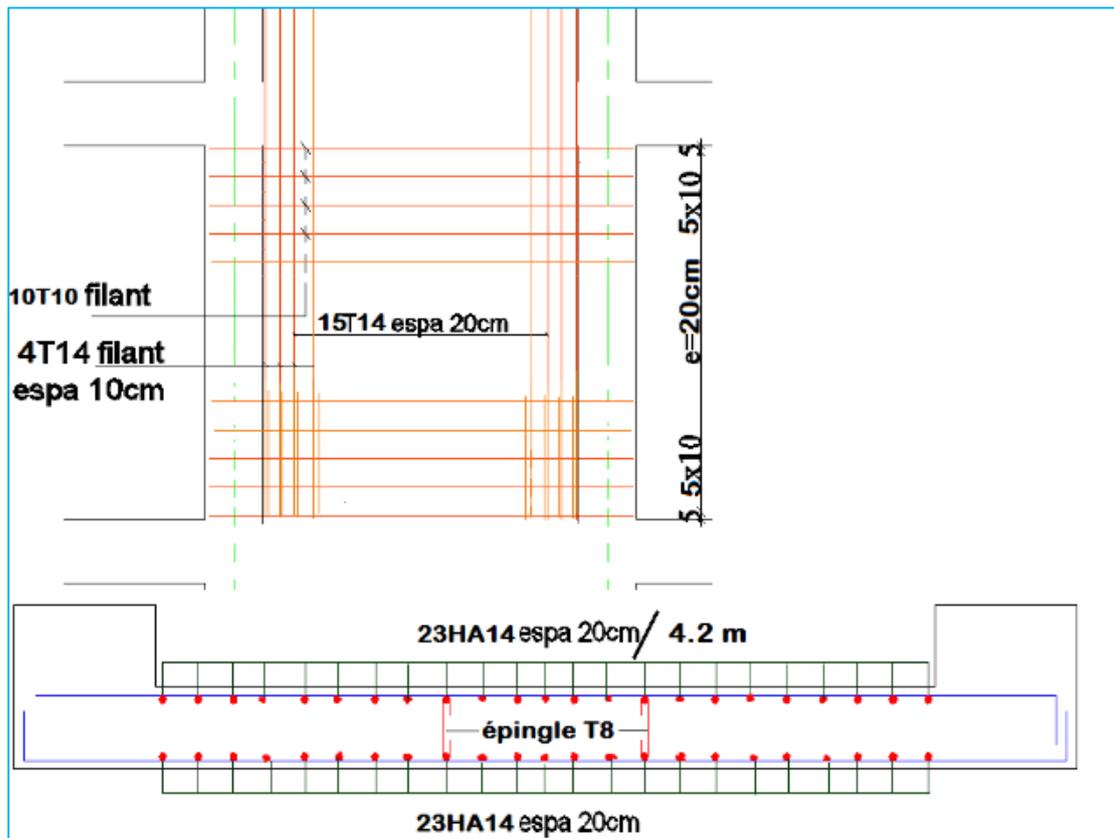


Figure 61 : schéma de ferrailage de voile pleine .

5.5. Calcul des voiles avec ouverture :

5.5.1. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux (RPA Art.7.7.2)

En addition aux spécifications du paragraphe **RPA (Art. 7.3)**, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4 V_{u\text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile =0,9h

h : Hauteur totale de la section brute

5.5.2. Ferrailage du linteau (RPA99/V2003)

1^{er} cas : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$

Le linteau est considéré comme une poutre bi encastree dans les trumeaux, il est calculé en flexion simple. On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion A_l ;
- Des aciers transversaux A_t ;
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c .

2^{ème} cas : $\tau_b > \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction). Les armatures diagonales de section A_D sont à disposer obligatoirement autour de l'axe moyen du linteau (voir figure suivante) :

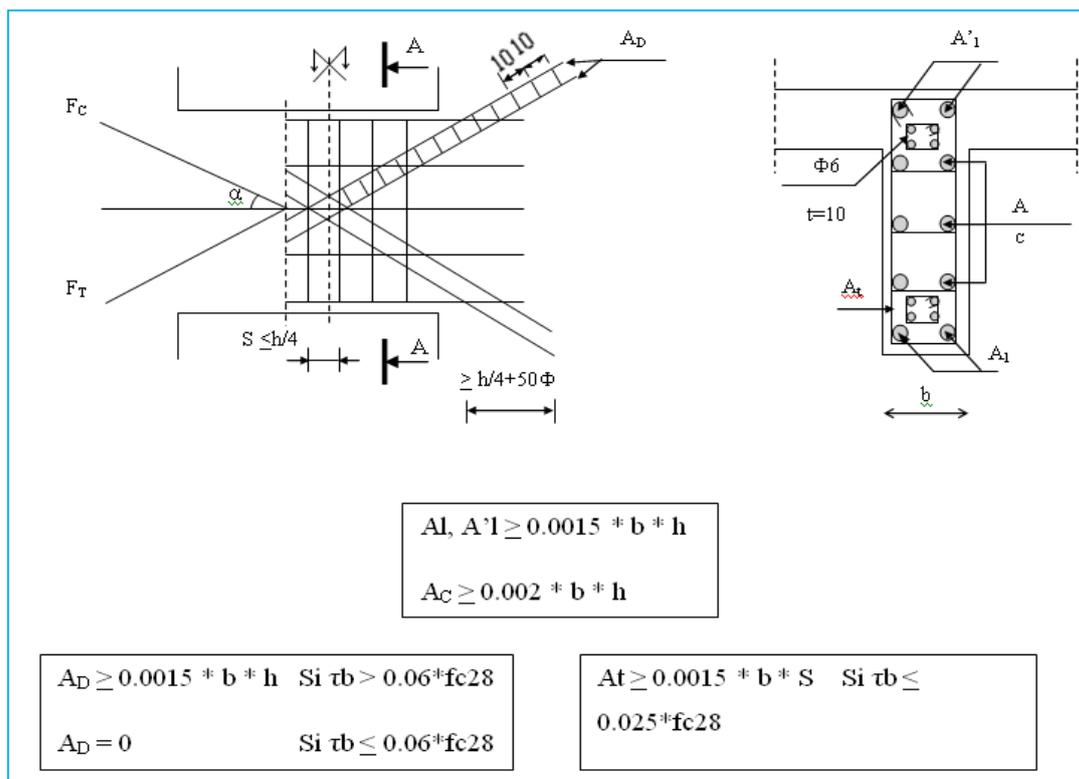


Figure 62 : ferrailage du linteau selon RPA.

Les efforts maximaux dans les linteaux :**Exemple de calcul : (linteau de RDC du voile V_{y1})****Données :**

$$M = 105,04 \text{KN.m}, V = 422,26 \text{KN}$$

$$e = 20 \text{cm}, L = 1.2 \text{m}, h = 0,66 \text{m}, d = 0.9 * h = 0,594 \text{m}, d' = 3 \text{cm}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{1,4 * V}{e * d} = 4,97 \text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa}.$$

$\Rightarrow 2^{\text{eme}}$ cas

Calcul des aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés comme suit :

$$A_{\min} = 0.15\% * e * h$$

$$A_{\min} = 1.98 \text{cm}^2$$

$$A_l = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{cm}^2$$

Calcul des aciers transversaux :**Calcul A_t^{\min} :**

$$\tau_b = 4,97 \text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa}.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{\min} = 0,0025 * e * s \\ A_{\min} = 0,75 \text{cm}^2. \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.75 \text{cm}^2 \text{ on opte à } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2, S_t = 15 \text{cm}.$$

Calcul des aciers de peau :

$$A_p = 0,2\% * e * h$$

$$A_p = 2,64 \text{cm}^2$$

On opte : $A_p = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{cm}^2$ Avec un espacement de 15cm.

Calcul des aciers diagonaux :

$$A_d = \frac{V}{2 * f_e * \sin\alpha}$$

Avec : $\alpha = \text{tg}^{-1}(h - 2 * d') = 30,96\text{cm}^2$.

$$A_d = 10,26\text{cm}^2.$$

On opte pour : $A_d = 6\text{HA}16 = 12,06\text{cm}^2$. Avec des cadres HA6 espacés de 10cm

Résultats de ferrailage du voile V_{y1} :

Les trumeaux sont calculés comme des voiles pleine .

Tableau 80: Résultats de ferrailage du trumeau gauche V_{y1}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5
M (KN.m)	872.06	383.65	181.85	74.78	35.29
N(KN)	2459.38	1355.45	583.58	319.26	176.65
V(KN)	216.21	116.54	48.25	66.92	74.08
τ_u(Mpa)	0.673	0.363	0.15	0.208	0.230
A_v^{calc}(cm²)/face	43.82	22.70	10.02	5.112	2.74
A_v^{min}(cm²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{adop}(cm²) /face	43.96	23.44	11.06	11.06	11.06
N^{bre}/face	14HA20	4HA16+10HA14	14HA10	14HA10	14HA10
S_t	20	20	20	20	20
A_h^{calc}(cm²)/face	0.84	0.45	0.19	0.26	0.29
A_h^{min}(cm²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop}(cm²) /face	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
N^{bre}/face	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 81: Résultats de ferrailage du trumeau droite V_{y1}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8	0.2*2.8
$M (KN.m)$	732.79	281.85	78.19	60.46	52.79
$N(KN)$	2313.27	1545.04	692.43	343.19	187.42
$V(KN)$	517.96	388.90	203.53	89.08	100.78
$\tau_u(Mpa)$	1.439	1.08	0.565	0.247	0.280
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	38.73	23.09	9.703	4.987	3.05
$A_v^{min}(cm^2)$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	43.96	23.44	11.06	11.06	11.06
$N^{bre}/face$	14HA20	4HA16+10HA14	14HA10	14HA10	14HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	1.8	1.35	0.71	0.31	0.35
$A_h^{min}(cm^2)$	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 82: Résultats de ferrailage du linteau V_{y1}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66
$M (KN.m)$	105.04	76.90	37.94	17.19	10.7
$V(KN)$	422.26	324.7	163.55	68.74	56.58
$\tau_u(Mpa)$	4.97	3.82	1.92	0.81	0.66
$A_d^{calc}(cm^2)$	10.26	7.88	3.97	0	0
$A_d^{adop}(cm^2)$	4HA20=12.56	4HA16=8.04	4HA12=4.42	0	0
$A_t^{min}(cm^2)$	0.75	0.75	0.75	0.45	0.45
$A_t^{adop}(cm^2)$	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01
S_t	15	15	15	15	15
$A_l^{min}(cm^2)$	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
$A_l^{adop}(cm^2)$	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26
$A_p^{min}(cm^2)$	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
$A_p^{adop}(cm^2)$	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02

Résultats de ferrailage du voile V_{x3} : calcul assimilé au voile pleine

Tableau 83 : Résultats de ferrailage du trumeau gauche V_{x3}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8	0.2*1.8
$M (KN.m)$	237.65	120.87	34.52	37.27	34.38
$N(KN)$	1092.74	716.19	423.83	237.04	137.26
$V(KN)$	156.81	121.96	53.77	43.45	52.43
$\tau_u(Mpa)$	0.678	0.527	0.232	0.188	0.227
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	18.61	11.47	6.017	3.739	2.432
$A_v^{min}(cm^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	20.1	12.12	11.30	7.9	7.9
$N^{bre}/face$	10HA16	2HA14+8HA12	10HA12	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0.85	0.68	0.29	0.23	0.28
$A_h^{min}(cm^2)$	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 84 : Résultats de ferrailage du trumeau droite V_{x3}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
$M (KN.m)$	34.27	12.64	6.97	4.83	8.00
$N(KN)$	749.11	454.34	254.84	164.96	119.24
$V(KN)$	59.95	56.29	29.75	37.40	41.02
$\tau_u(Mpa)$	0.466	0.438	0.231	0.291	0.319
$A_v^{calc}(cm^2)/face$	10.649	6.153	3.447	2.297	1.79
$A_v^{min}(cm^2)$	3	3	3	3	3
$A_v^{adop}(cm^2)/face$	12.06	6.78	4.74	4.74	4.74
$N^{bre}/face$	6HA16	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
S_t	20	20	20	20	20
$A_h^{calc}(cm^2)/face$	0.58	0.55	0.29	0.36	0.40
$A_h^{min}(cm^2)$	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
$A_h^{adop}(cm^2)/face$	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t	20	20	20	20	20

Tableau 85 : Résultats de ferrailage du linteau V_{x3}

Niveau	Sous-sol, RDC, 1 et 2	3,4 et 5	6 et 7	8	9
sections	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66	0.2*0.66
$M (KN.m)$	66.35	46.67	21.27	11.82	15.11
$V(KN)$	186.57	137.61	58.80	40.16	41.31
$\tau_u(Mpa)$	2.19	1.62	0.69	0.47	0.48
$A_d^{calc}(cm^2)$	4.43	3.34	0	0	0
$A_d^{adop}(cm^2)$	4HA12=4.52	4HA12=4.52	0	0	0
$A_t^{min}(cm^2)$	0.75	0.75	0.45	0.45	0.45
$A_t^{adop}(cm^2)$	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01
S_t	15	15	15	15	15
$A_l^{min}(cm^2)$	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
$A_l^{adop}(cm^2)$	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26
$A_p^{min}(cm^2)$	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
$A_p^{adop}(cm^2)$	6HA8=3.01	6HA8=3.01	6HA8=3.01	6HA8=3.01	6HA8=3.01

5.5.3. Schémas de ferrailage de voile avec ouverture :

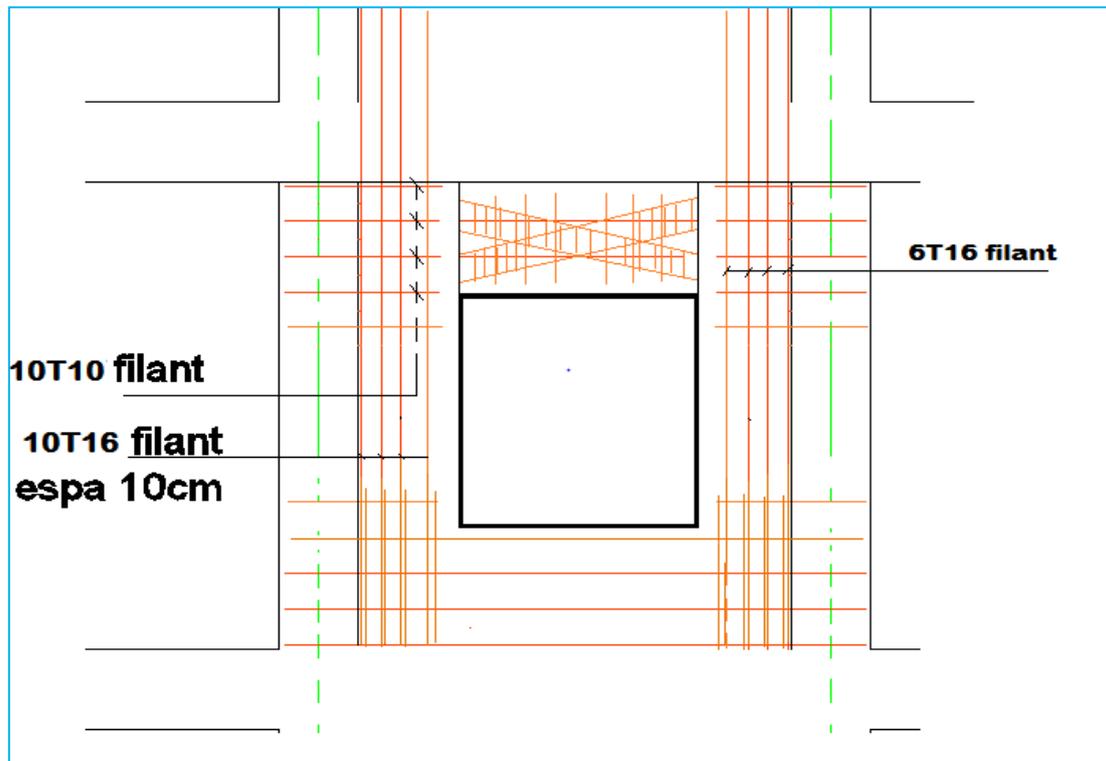
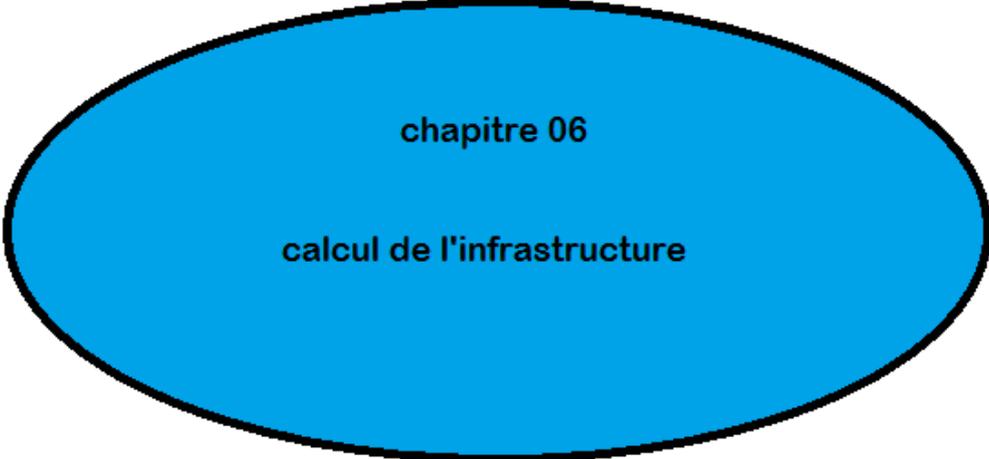


Figure 63 : schéma de ferrailage de voile avec ouverture.



chapitre 06

calcul de l'infrastructure

6.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- économie (ferraillage).

Etude du laboratoire de sol :

- Le terrain est plat
- La contrainte admissible recommandée est de : $2.3bars$
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 4 m de profondeur.

Combinaison d'actions à considérer sont :

D'après RPA99/2003, (art.10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1- $G + Q \pm E$
- 2- $0.8 * G \pm E$

Selon les combinaisons citées par le BAEL91 :

- 1- $1.35G+1.5Q$
- 2- $G+Q$

6.2. Choix et type de fondations :

6.2.1 Vérification de la semelle isolée :

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

semelle isolée sous poteau $(A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

A, L et B sont les dimensions des semelles, voir figures ci-après :

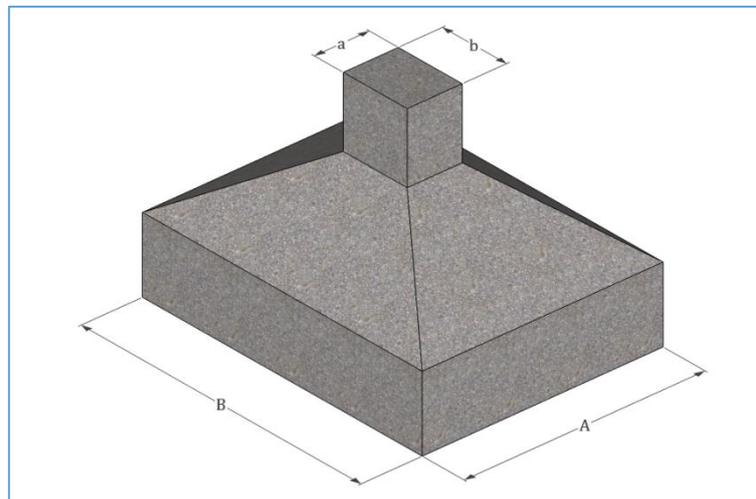


Figure 64 : Présentation des semelles isolées

. Calcul de la surface des semelles isolées sous poteaux :

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \text{ dans notre cas } K = \frac{65}{70} = 0.92 \rightarrow A = 0.92B$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2616 * 10^{-3}}{0.92 * 0.23}} = 3.51 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 0.92 * B = 3.22 \text{ m}$$

Soit $(A * B) = (3.6 * 3.3) \text{ m}^2$

Calcul des surfaces des semelles :

$$S_t = S_{semelle} * N_{poteaux} = (3.6 * 3.3) * 48 = 570.24 \text{ m}^2$$

Surface de la structure :

$$S_{structure} = 729 \text{ m}^2$$

. **Calcul le taux des surfaces des semelles :**

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{570.24}{729} = 78.22\%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles isolées dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

6.2.2 Vérification de la semelle filante :

On Choisit Une Semelle Filante, De Largeur B Et De Longueur L situé Sous Un Portique Forme De 8 Poteaux :

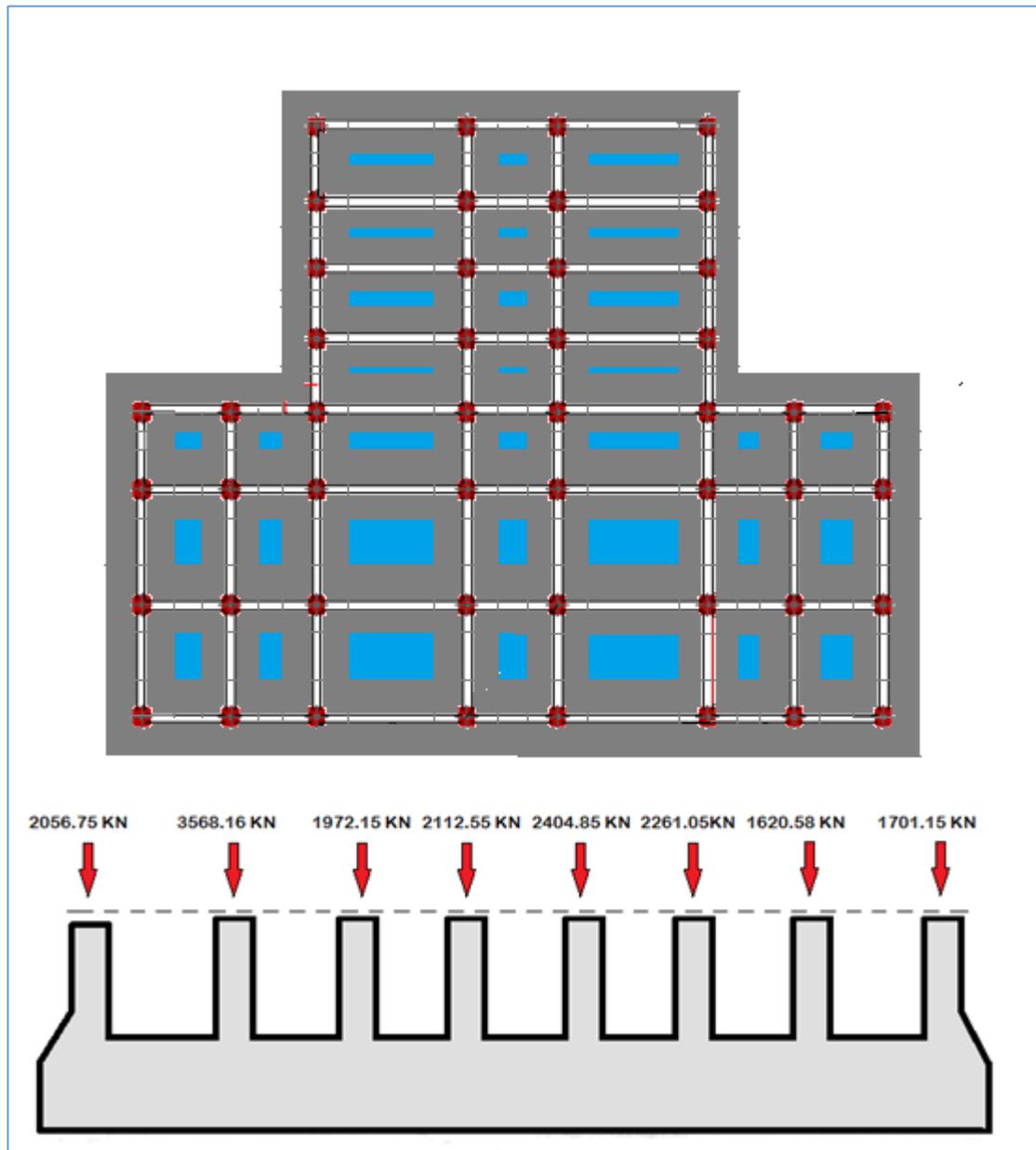


Figure 65 : Présentation des semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau i .

$N_1 = 2056.75KN$; $N_2 = 3568.16 KN$; $N_3 = 1972.15KN$; $N_4 = 2112.55 KN$;

$N_5 = 2404.85 KN$; $N_6 = 2261.05KN$; $N_7 = 1620.58 KN$; $N_9 = 1701.55 KN$

$$\sum N_i = 17697.24 KN$$

$$(B \times L) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{17.69724}{0.23 * 27.55} = 2.79 m$$

Soit $B = 2.8 \text{ m}$

Calcul des surfaces des semelles :

$$S_{\text{semelles}} = S_{\text{bloc}} - S_{\text{vide}} = 729 - (36 + 37 + 24 + 21) = 611 \text{ m}^2$$

. **Calcul le taux des surfaces des semelles :**

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{611}{729} = 83.81 \%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles filantes dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment. Donc, nous adoptons un radier général

Définition :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature

6.3. Pré-dimensionnement du radier :

6.3.1. Condition de coffrage :

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{695}{10} = 69.5 \text{ cm}, \text{ Soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

$$\text{dalle} : h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{695}{20} = 34.75 \text{ cm}, \text{ Soit } h_t = 35 \text{ cm}$$

6.3.2. Condition de rigidité :

La dalle :

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section de radier .

K : coefficient de reaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 * 10^4 \text{KN/m}^3$.

b : largeur de la semelle.

$$\text{on a } I = \frac{b * h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$L_{max} = 6.95 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 112 \text{ cm} \text{ on prend } h_t = 115 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions **a** et **b** on prend : **$h_t = 115 \text{ cm}$** .

6.3.3. Détermination de la surface minimale du radier :

Nous avons :

A L'ELS :

$$N_{ser} = 85626,90 \text{ KN}, \bar{\sigma}_{sol} = 230 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{85626,90}{230} \Rightarrow S_{rad} \geq 372.29 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est égale : $\max (S_{bat}, S_{ELS}) = S_{bat}$

$$S_{radier} = 729 \text{ m}^2$$

6.3.4. Vérification du radier :

a-Vérification de contrainte de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2} = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{radier}} \quad \text{et } d = 0.9 * h$$

$$\tau_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{rad} * b * d} = \frac{117586,97 * 6.95 * 10^{-3}}{2 * 729 * 1 * 0.9 * 1.15} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.341 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa}.$$

Condition vérifiée

b-Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_n \times f_{c28} / \gamma_b$$

u_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h_n : est la hauteur de la nervure

Pour le poteau le plus sollicité : $u_c = 2 \times (a + b + 2h)$

$$N_u = 3568.16 \text{ KN} \quad \text{et} \quad u_c = 2 \times (0.65 + 0.7 + 2 \times 1.15) = 7.3 \text{m}$$

$$N_u = 3568.16 \text{ KN} \leq 0.045 \times 7.3 \times 1.15 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = 6296.25 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

c-Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) :

Nous doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_{\text{eau}} \times z$$

P : c'est le poids total

$$P = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}}$$

$$P = 75743.95 + 25 \times 729 \times 1.15 = 96702.7 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad \alpha = 1.5$$

$$P = 96702.7 \text{ KN} \geq 1.5 \times 729 \times 10 \times 4.21 = 46036.35 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d-Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dû aux séismes

$$D'où \mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

\mathbf{M}_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

- *Calcul du centre de gravité du radier :*

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(34.3 * 14.2) * 17.15 + (18.1 * 13.35) * 17.15}{(34.3 * 14.2) + (18.1 * 13.35)} = 17.15 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(34.3 * 14.2) * 7.1 + (18.1 * 13.35) * 20.875}{(34.3 * 14.2) + (18.1 * 13.35)} = 11.66 \text{ m}$$

- *Calcul des moments d'inerties du radier :*

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = I_{xx1} + I_{xx2} = 11772.96 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = I_{yy1} + I_{yy2} = 31340.95 \text{ m}^4$$

- *Vérification des contraintes :*

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- *Calcul des moments :*

$$\begin{cases} M_{xx} = 102110.34 + 6760.66 \times 1.15 = 109885.09 \text{ KNm} \\ M_{yy} = 116037.07 + 5795.47 \times 1.15 = 122701.86 \text{ KNm} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren} \times V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{ren} \times V}{I} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau 86 : Vérification des contraintes dans le radier.

Cas	Contrainte en [Mpa]		Contrainte en [Mpa]			
ELU	Sens x-x	σ_1	0.22	Sens y-y	σ_1	0.27
		σ_2	0.094		σ_2	0.015
		σ_m	0.188		σ_m	0.206
		Vérification	<i>C.V</i>		Vérification	<i>C.V</i>
ELS	Contrainte en[Mpa]		Contrainte en [Mpa]			
	Sens x-x	σ_1	0.180	Sens y-y	σ_1	0.26
		σ_2	0.050		σ_2	0.009
		σ_m	0.147		σ_m	0.197
		Vérification	<i>C.V</i>		Vérification	<i>C.V</i>

Le renversement est vérifié selon les deux sens.

e-Vérification de renversement du radier:

D'après *le RPA 99 (Art 10.1.5)* le radier reste stable si :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme à la base.

N : Charge verticale permanente.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau 87 : Vérification au renversement de radier.

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$
x-x	109885.09	85626,90	1.28	8.57	<i>condition vérifiée</i>
y-y	29006.18	85626,90	0.34	6.88	<i>condition vérifiée</i>

6.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

6.4.1. Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

6.4.2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.4 \text{ m} \text{ et } L_y = 6.95 \text{ m}$$

La charge ultime et la charge de de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) :

$$S_{rad} = 729\text{m}^2$$

$$N_{ult} = 117586,97 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 85626,90 \text{ KN}$$

$$q_{ult} = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} \times b = \frac{117586,97}{729} \times 1 = 161.29 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = \frac{85626,90}{729} \times 1 = 117.46 \text{ KN/ml}$$

Nous le prend comme un exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{6.95} = 0.77 > 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times l_x^2 \times q \\ M_{0y} &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

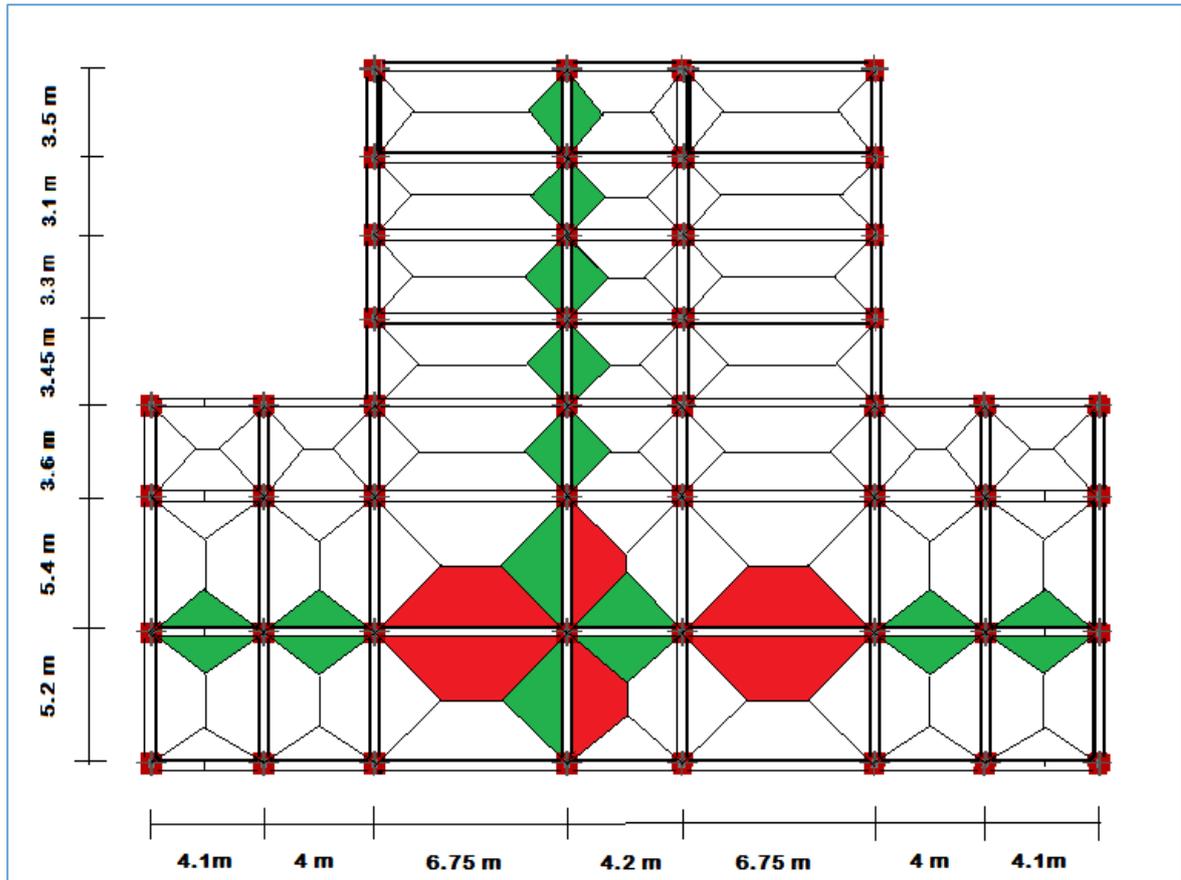


Figure 66 : Schéma de rupture de radier.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau suivant (Annexe E.3 du BAEL)

$$A'ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,544 \end{cases} ; A'ELS(v = 0.2) \begin{cases} \mu_x = 0,0661 \\ \mu_y = 0,671 \end{cases}$$

$$A'ELU : \begin{cases} M_{0x} = 0,0596 \times 5.4^2 \times 161.29 = 280.31 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,544 \times 280.31 = 152.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$A'ELS : \begin{cases} M_{0x} = 0,0661 \times 5.4^2 \times 117.46 = 226.40 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,671 \times 226.40 = 151.91 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

En tenant en compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de réduction aux appuis ainsi, le moment en travée doit être vérifié par la condition suivante

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau 88 : Calcul des moment dans le radier a l'ELU.

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0.75 M_{0x} = 210.23 \text{KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0x}$ $= -140.15 \text{KNm}$	$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 114.36 \text{KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0y}$ $= -76.24 \text{KNm}$

Tableau 89 : Calcul des moment dans le radier a l'ELS

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0.75 M_{0x} = 169.8 \text{KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0x}$ $= -113.2 \text{KNm}$	$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 113.93 \text{KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0.5 \times M_{0y}$ $= -75.95 \text{KNm}$

6.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU :

En utilisant le diagramme de la flexion simple pour le calcul de ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivant :

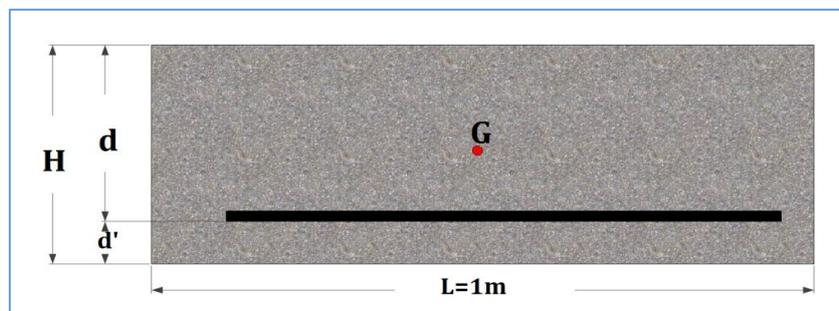


Figure 67: section de calcul de la dalle de radier

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 32 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm}.$$

$$M_u = 210.23 \text{ KNm} \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{ser} = 169.8 \text{ KNm} \rightarrow G + Q$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{210.23}{169.8} \Rightarrow \gamma = 1.23$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{210.23 \times 10^{-3}}{1,13 \times 0,32^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.144$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.23 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.241$$

$$\mu_{bu} = 0.144 \leq \mu_{lu} = 0.241$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.144})$$

$$\alpha = 0,195 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.32(1 - 0.4 \times 0,195)$$

$$Z_b = 0.295$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{210.23 \times 10^{-3}}{0.295 \times 348} \Rightarrow A_s = 20.47 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant : **7HA20** avec : $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,77)}{2} * 100 * 35 = 3.12 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 35 = 2.8 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Tableau 90 : Résultats de ferrailage de la dalle de radier.

Sens		M(KNm)	A _s calculé [cm ²]	A _s min [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Description des barres	S _x cm
x – x	travée	210.23	20.47	3.12	21.99	7HA20	15
	appui	140.15	13.29	3.12	14.07	7HA16	15
y – y	travée	114.36	10.70	2.8	10.78	7HA14	15
	appuis	76.24	7.04	2.8	7.92	7HA12	15

6.4.4. Vérification au cisaillement :

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{161.29 \times 5.4}{2} \times \frac{6.95^4}{5.4^4 + 6.95^4} = 319.16 \text{ KN} \\ V_y = \frac{161.29 \times 6.95}{2} \times \frac{5.4^4}{5.4^4 + 6.95^4} = 149.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left(\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\tau_u = \frac{319.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} = 0.99 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc on n'a pas besoin des armatures transversales.

6.4.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0 \Leftrightarrow (50y^2) + (15 \times 21.99) \times (y - 32) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 329.85y - 10555.2 = 0 \Rightarrow y = 11.6 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 189300.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.4 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau 91 : Vérification des contraintes dans la dalle de radier.

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
M_{ser} [KNm]	169.8		113.2		113.93		75.95	
A_s [cm ²]	21.99		14.07		10.78		7.92	
Y [cm]	12.21		9.7		8.69		7.61	
I (cm ⁴)	189300.24		135375,48		109711.01		85361.17	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	10.4	274.47	9.13	281,51	9.02	363	6.77	325.51
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202	15	202
	<i>C.V</i>	<i>C.N.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.N.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.N.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.N.V</i>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 92 : Revérification des contraintes dans la dalle de radier.

Sens	x-x		y-y	
	travée	appui	travée	appui
$A_s [cm^2]$	10HA20=31,42	7HA20=21,99	7HA20=21,99	7HA16=14,07
S_t	10	15	15	15
Y[cm]	13,28	11,6	11,6	9,7
I (cm4)	243229,6	189300,24	189300,24	135375,48
Contrainte [MPa]	σ_s	σ_s	σ_s	σ_s
	196,028	182,98	184,16	187,66
	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$
	202	202	202	202
	<i>conditions vérifiées</i>		<i>conditions vérifiées</i>	

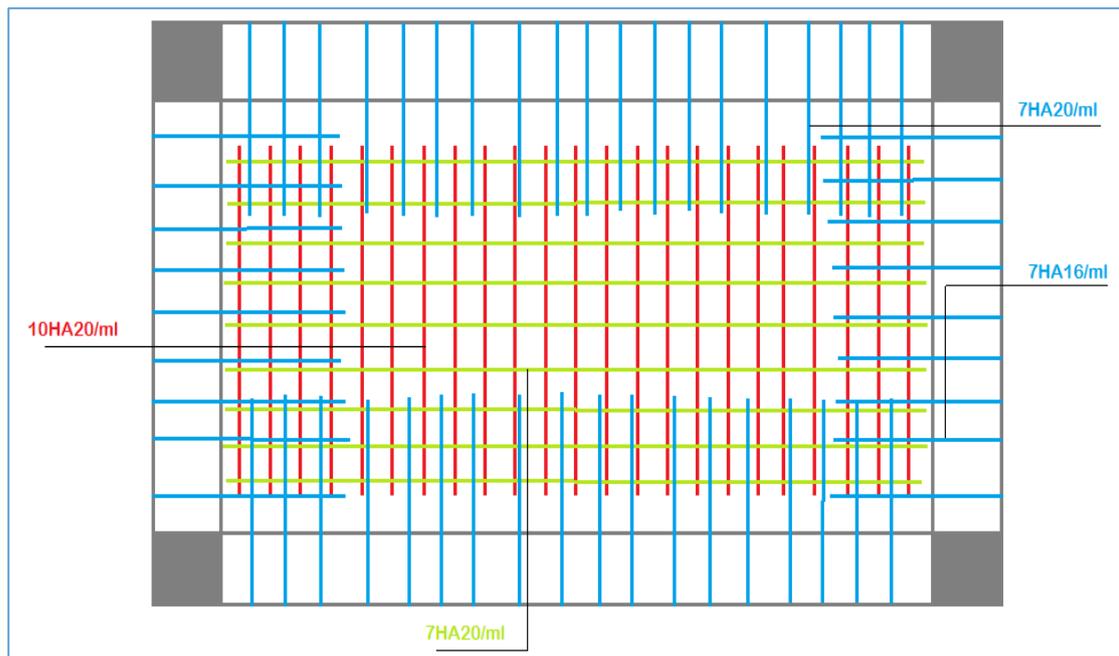


Figure 68: schéma de ferrailage de la dalle de radier.

6.5. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figure 62), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

a) Charge trapézoïdale :

$$P_M = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_V = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$$

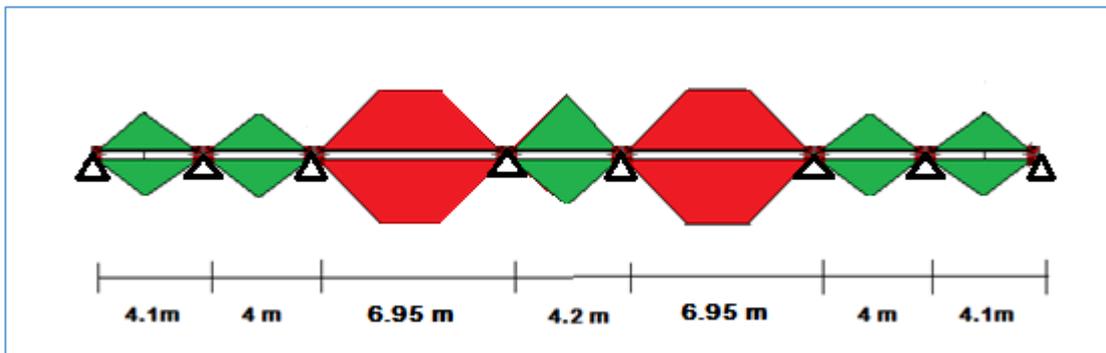
b) Charge triangulaire :

$$P_M = P_V = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

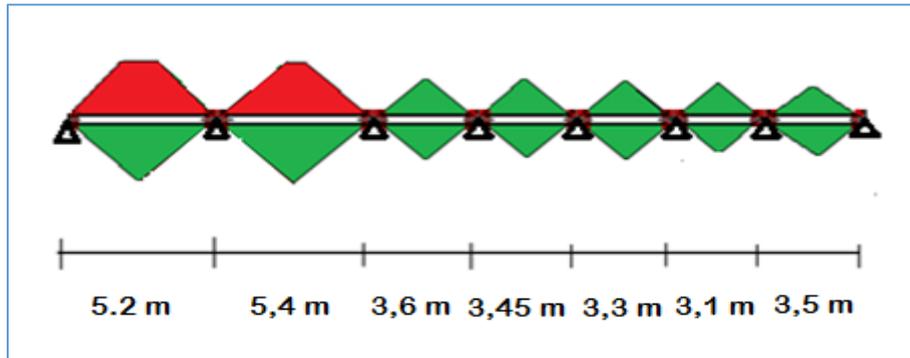
6.5.1. Les charges revenant aux nervures :

$q_{ult} = 161.29 \text{ KN/ml} .$

$q_{ser} = 117.46 \text{ KN/ml} .$



Figures 69 : schéma statique de nervure selon x - x



Figures 70 : schéma statique de nervure selon y – y

Tableau 93 : Les charges équivalentes dans les neirvures .

Travée	Charge : Sens x-x			Charge : Sens y-y		
	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)
A-B	653.32	653.32	475.78	562.12	498.56	409.36
B-C	653.32	653.32	475.78	546.01	482.79	397.63
C-D	692.23	530.49	501.16	486.58	486.58	354.35
D-E	677.46	677.46	493.36	486.58	486.58	354.35
E-F	692.23	530.49	501.16	486.58	486.58	354.35
F-G	653.32	653.32	475.78	486.58	486.58	354.35
G-H	653.32	653.32	475.78	486.58	486.58	354.35

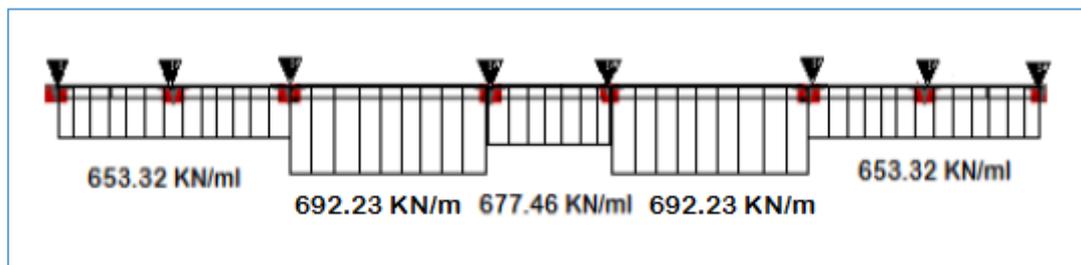


Figure 71 :Schéma statique équivalente selon x – x

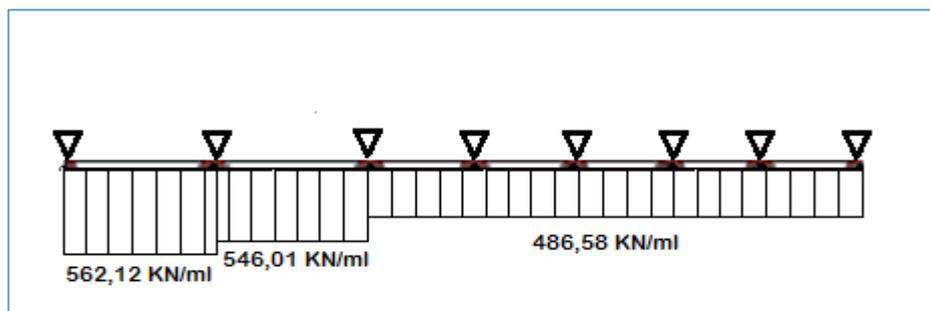


Figure 72 :Schéma statique équivalente selon y – y

6.5.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul de la sollicitation on utilise la méthode de Caquot :

a- Le moment aux appuis :

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d avec :

- $l' = l \rightarrow$ travée de rive.
- $l' = 0.8l \rightarrow$ travée intermédiaire.

Le moment à l'appui "i" est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

- $M_i = -\frac{q_g(l'_g)^3 + q_d(l'_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \rightarrow$ Pour les charges réparties.
- $M_i = -\frac{k_g P_g (l'_g)^2 + k_d P_d (l'_d)^2}{l'_g + l'_d} \rightarrow$ Pour les charges concentrées.

Avec $k = -\frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x) ; x = \frac{a}{l}$

b-Le moment en travée :

les moment en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

on isole la travée, on trouve :

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

Avec : $\begin{cases} M_0(x) = q \frac{x}{2} (L - x). \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$

c-Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- V_i : effort tranchant de l'appuis i.
- V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

Tableau 94 : sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens longitudinale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	4.1	4.1	1.65	0	-1070.67	889.47	1077.99	-1600
B-C	4	3.2	1.68	-1070.67	-1899.25	145.78	1090.2	-1513.72
C-D	6.95	5.56	3.46	-1899.25	-1943.30	2257.97	2411.82	-2399.17
D-E	4.2	3.36	2.1	-1943.30	-1943.30	417.25	1422.19	-1422.19
E-F	6.95	5.56	3.49	-1943.30	-1899.25	2257.97	2399.17	-2411.82
F-G	4	3.2	2.32	-1899.25	-1070.67	145.78	1513.72	-1090.2
G-H	4.1	4.1	2.32	-1070.67	0	889.47	1600	-1077.99

Tableau 95 : sollicitations dans la nervure à l'ELU dans le sens transversale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	5.2	5.2	2.069	0	-1508.803	1168.208	1129.472	-1709.78
B-C	5.4	4.32	2.891	-1508.803	-930.431	839.514	1709.78	-1410.62
C-D	3.6	2.88	2.071	-930.431	-455.851	112.976	1410.62	-850.34
D-E	3.45	2.76	1.748	-455.851	-417.932	287.172	850.34	-828.36
E-F	3.3	2.64	1.676	-417.932	-376.258	265.426	828.36	-790.23
F-G	3.1	2.48	1.431	-376.258	-556.441	121.626	790.23	-1010.50
G-H	3.5	3.5	2.077	-556.441	0	492.828	1010.50	-692.53

Tableau 96 : sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens longitudinale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	
A-B	4.1	4.1	1.65	0	-779.67	647.90	
B-C	4	3.2	1.69	-779.67	-1366.23	98.79	
C-D	6.95	5.56	3.47	-1366.23	-1382.93	1651.81	
D-E	4.2	3.36	2.1	-1382.93	-1382.93	294.14	
E-F	6.95	5.56	3.48	-1382.93	-1366.23	1651.81	
F-G	4	3.2	2.31	-1366.23	-779.67	98.79	
G-H	4.1	4.1	1.45	-779.67	0	647.90	

Tableau 97 : sollicitations dans la nervure à l'ELS dans le sens transversale.

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$X(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
A-B	5.2	5.2	2.08	0	-1107.47	885.30
B-C	5.4	4.32	2.907	-1107.47	-662.13	537.11
C-D	3.6	2.88	2.059	-662.13	-331.972	88.86
D-E	3.45	2.76	1.748	-331.972	-304.36	209.13
E-F	3.3	2.64	1.676	-304.36	-274.01	193.39
F-G	3.1	2.48	1.431	-274.01	-405.27	88.57
G-H	3.5	3.5	2.077	-405.27	0	358.9

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appuis et en travées pour les deux sens.

Tableau 98: Moments max pour ferrailage

	sens	Moment en travée [KNm]	Moment sur appuis [KNm]
A l'ELU	x-x	2257.97	1943.30
	y-y	1168.208	1508,20
A l'ELS	x-x	1651.81	1382.93
	y-y	1107.47	885.30

6.5.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera selon le diagramme de flexion simple :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,24; 3,175) \Rightarrow b_1 \leq 24 \text{ cm.}$$

Soit : $b_1 = 24\text{cm}$ Donc : $b = 2 * b_1 + b_0$ $b = 2 * 24 + 65 = 113\text{cm}$

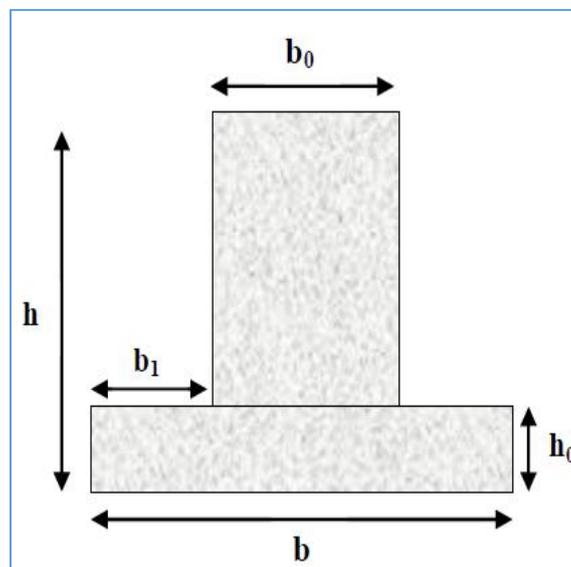


Figure 73 : Section de calcul de nervure.

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min BAEL} = \max\left\{0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

$$A_{s\ min\ BAEL} = \max \left\{ 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400} ; \frac{50 \times 75}{1000} \right\} = 9.29\text{cm}^2$$

$$A_{s\ min\ RPA} = 0.005 \times b \times h = 40.25\text{cm}^2$$

Tableau 99: résultats de ferrailage des neirvures.

	sens	$M_u(KNm)$	μ_{bu}	α	Z_b (m)	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}^{BAEL}$ (cm^2)	$A_{s\ min}^{RPA}$ (cm^2)	$A_s^{adopté}$ (cm^2)
travée	x-x	2257.97	0.184	0,256	0.987	67.73	9.29	40.25	12HA32=96.5
	y-y	1168.208				31.37	8.62	37.37	10HA25=49.08
appui	x-x	1943.30	0.161	0.222	1.00	55.84	9.29	40.25	12HA25=58,90
	y-y	1508,20				41.09	8.62	37.37	5HA32+5HA25 =64.76

6.5.4. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63\ MPa \end{array} \right.$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau 100 : Vérification des contraintes à L'ELS

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
M_{ser} [KNm]	1651.81		1382.93		1107.47		885.30	
$A_s[cm^2]$	71.43		58.9		49.08		64.76	
Y[cm]	48.43		41.56		31,9		35.73	
I (cm4)	8140736		7710765		5194785		6346579	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	9.82	243.01	7.45	184.12	6,23	199.64	5.43	194.40
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	187.39	15	202	15	202	15	202
<i>conditions vérifiées</i>					<i>conditions vérifiées</i>			

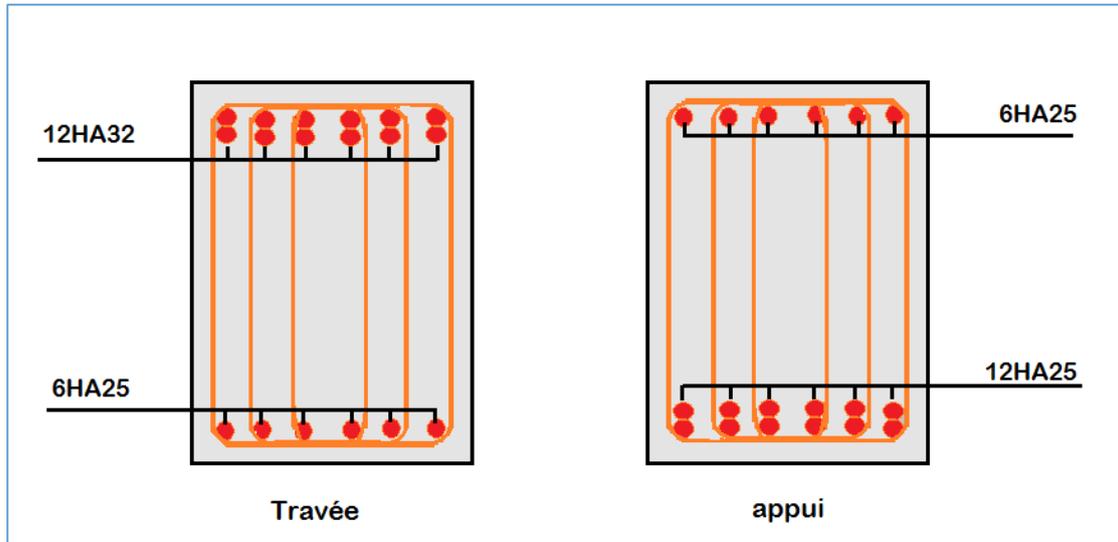


Figure 74 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $x - x$.

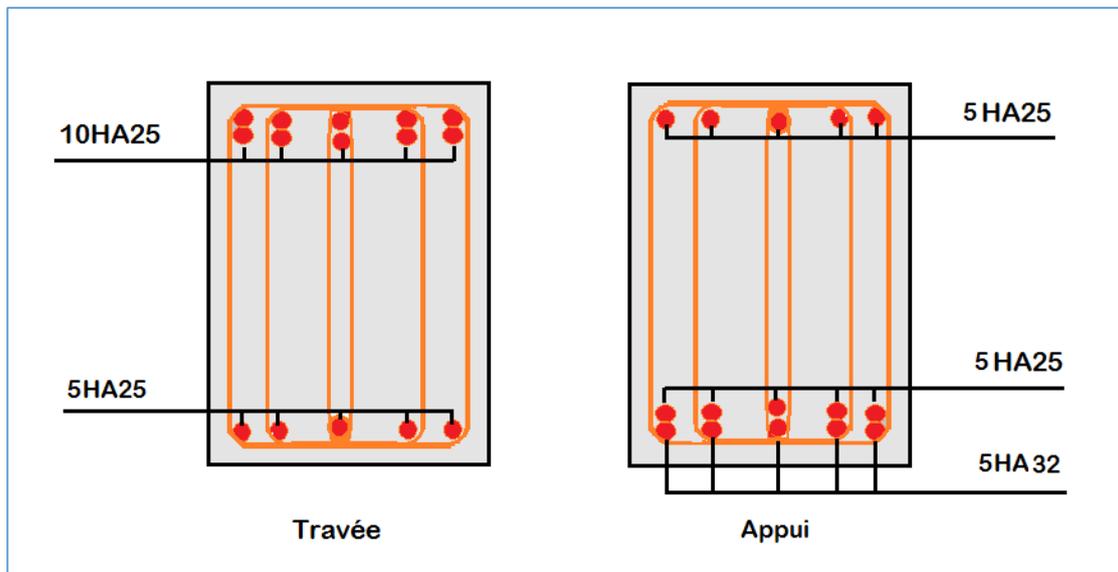


Figure 75 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $y - y$.

6.6. Voile périphérique :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

6.6.1. Etude du voile périphérique :

a-Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique c'est la hauteur de sous-sol = 3,06 m.

La longueur $L = 6,95$ m.

b- Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$.
- L'angle de frottement $\varphi = 11,67^\circ$
- La cohésion $C_u = 0,34 \text{ KN/m}^2$.

c-Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C_u \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

$$G = 3,06 \times \left(19 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11,67}{2} \right) - 2 \times 0,34 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11,67}{2} \right) \right) = 36,88 \text{ KN/ml}$$

Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11,67}{2} \right) = 6,63 \text{ KN/ml.}$$

d-Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

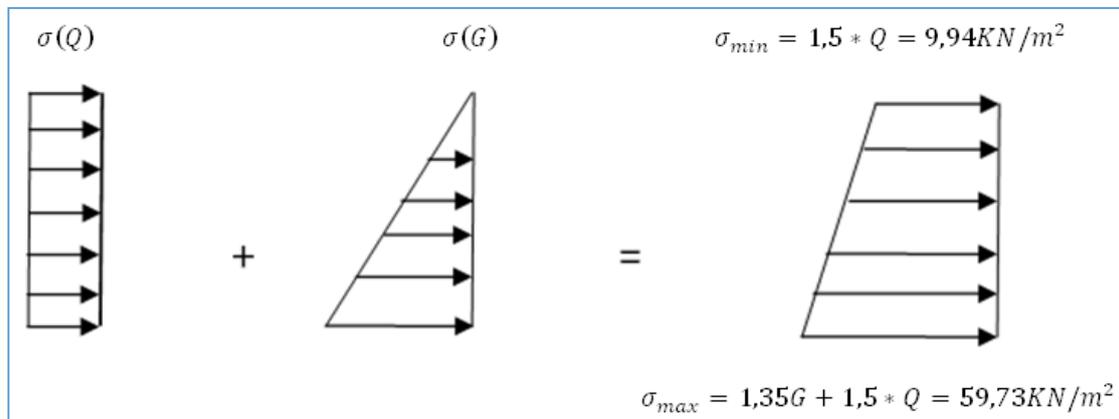


Figure 76 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 47,28 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 47,28 \text{ KN/ml.}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06 \text{ m.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$L_y = 6,95 \text{ m.} \quad e = 20\text{cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,95} = 0,44 > 0,4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\alpha = 0,44 \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,1049 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,1049 \times 3,06^2 \times 47,28 = \mathbf{46,44 KN.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 46,44 = \mathbf{11,61 KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 39,47KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 9,87KN.m$$

$$M_a = 0,5 * M_{0x} = 23,22KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% b * h$ condition exigée par le RPA.

Tableau 101 : résultats de ferrailages du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	39,47	0,074	0,096	0,163	6,95	2	5HA14= 7,7
	y-y	9,87	0,018	0,022	0,168	1,68	2	4HA10= 3,14
Appui		23,22	0,043	0,054	0,166	4,02	2	4HA12= 4,52

Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.} \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e-Vérifications :

A L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,44)}{2} * 100 * 20 = 2,048 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 20 = 1,6 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4MPa)$, fissuration nuisible.

On a : $V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{47,28 \times 3,06}{2} \times \frac{6,95^4}{3,06^4 + 6,95^4} = 69,71KN.$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{47,28 \times 6,95}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 6,95^4} = 5,95KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{69,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,41 MPa. < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{5,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,035 MPa. < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1075 \\ \mu_y = 0,3155 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 36,88 + 1 \times 6,63 = 43,51 KN/m^2.$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 1 \times 6,63 = 6,63 KN/m^2.$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34,29 KN/m^2.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,1075 \times 3,06^2 \times 34,29 = \mathbf{34,51 KN.m} \\ M_{0y} = 0,3155 \times 34,29 = \mathbf{10,81 KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 29,33KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 9,19KN.m$$

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 17,25KN.m$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 MPa \end{cases}$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Tableau 102 : Vérification des contraintes à L'ELS

Sens	x-x				y-y	
	travée		appui		travée	
M_{ser} [KNm]	29,33		17,25		9,19	
A_s [cm ²]	7,7		4,52		3,14	
Y[cm]	5,21		4,17		3,55	
I (cm ⁴)	20768,99		13577,54		10011,80	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	7,35	249,74	5,29	244,5	2,88	185,18
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202
	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 103 : revérification des contraintes à L'ELS

Sens	x-x		y-y
	Travée	Appui	Travée
A_s [cm ²]	7HA14=10,78	5HA12=5,65	4HA10=3,14
S_t	15	20	25
Y[cm]	5,97	4,58	3,55
I (cm ⁴)	26765,11	16275,62	10011,80
Contrainte [MPa]	σ_s	σ_s	σ_s
	181,30	197,45	185,18
	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$
	202	202	202
	Conditions vérifiées		

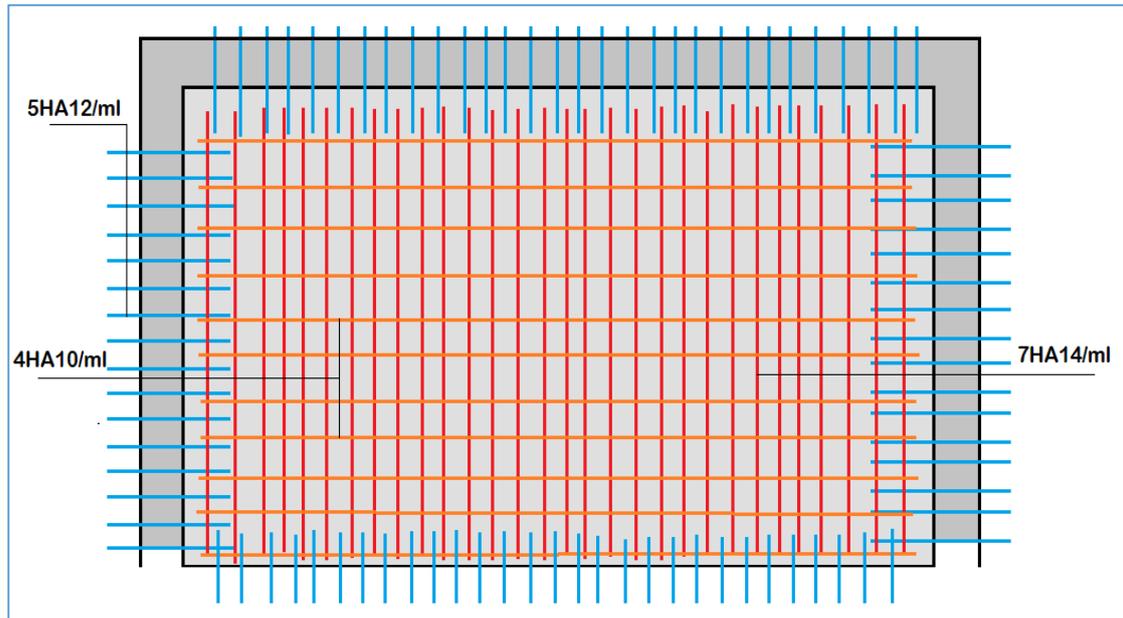


Figure 77 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

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'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE 2

Caractéristiques générales

Installation : en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31

Nombre de faces de service : simple accès

Distance min entre niveaux : 255 cm

Alimentation : collective (alimentation sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture normale trafic intense)

Portes : automatiques

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (2) en kW	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V	TRI 380 V	FC	DM		PM			
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	160 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000

☐ : n'est pas possible de donner des valeurs précises, pour la complétude d'un document général, s'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider régional.

Symbole HSB de la Commission Nationale de l'Équipement des Handicapés (autonomes) (emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

ANNEXE 3

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE 4

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	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

Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'age de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'age de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{ij}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Bibliographie

REGLEMENT :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

LOGICIELS :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.
- AUTO CAD 2012.