

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master II en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

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

Présenté par :

M^{er} HIDOUCHE Hakim
M^{er} AIT OUAKLI Idriss

Encadreur :

M^{er} A.BRARA

Jury:

M^{me} F.SOUIDI
M^{er} D.BENYESSAD

Promotion 2011-2012

Dédicaces

En signe de reconnaissance, je dédie ce modeste travail:

A mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutiens

A mes frères

A ma sœur

A tous mes amis (es)

sans exception

A mon binôme

et toute sa famille

§§ Hakim §§

En signe de reconnaissance, je dédie ce modeste travail:

A mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutiens

A mes frères

A ma sœur

A ma fiancé

et sa famille

A tous mes amis (es)

sans exception

A mon binôme

et toute sa famille

§§ Idriss §§

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents, frères et sœurs pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur M^{er} : Brara pour son suivi et ces conseils durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également :

Aux membres de jury pour avoir accepté de juger noter travail.

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, et à tous ceux qui ont aidés de près ou de loin.

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Réglementations et normes utilisées	02
I.4. Etats limites	02
I. 5. Avantage du calcul aux états limites	03
I.6. Action et Combinaisons de calcul	04
I-7. Hypothèses de calcul	06
I-8. Caractéristiques mécaniques des matériaux	06
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	14
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	25
II.4. Conclusion	41
Chapitre III : Etudes des éléments secondaire	
III.1. Etude des planchers	42
III1.1. Etude des poutrelles	42
III1.2. Ferrailage des poutrelles	52
III.3. Etude des dalles pleines	85
III.4. Etude de l'ascenseur	124
III.5. Étude des escaliers	132
Chapitre IV : Etude au séisme	
IV. Introduction	142

IV.1. Objectifs et exigences	142
IV.2. Choix de la méthode de calcul	142
IV.3. Méthode dynamique modale spectrale	146
IV.4. Description du logiciel SAP 2000	148
IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure	148
IV.6. Calcul des caractéristiques des nœuds maitres	148
IV.7. Disposition des voiles	149
IV.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14	150
IV.9. Conclusion	158
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction	159
V.2. Étude des poteaux	159
V.3. Etude des poutres	168
V.4. Vérification des zones nodales	178
V-5. Etude des voiles	180
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	191
VI.2. Choix du type de fondations	191
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	191
VI.4. Etude des fondations	191
VI.5. Voile périphérique	209
Conclusion générale	216
Bibliographie	217
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des efforts limites de la section	3
Figure I.2 : Evolution de la résistance à la compression du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton	8
Figure I.3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	9
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	11
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU	12
Figure II.1 : plancher corps creux	14
Figure II.2 : plancher balcon	17
Figure II.3 : section de la poutrelle	18
Figure II.4 : dimensionnement de l'acrotère	20
Figure II.5 : Détails d'un escalier	22
Figure II.6 : schéma de l'escalier type 01	23
Figure II.7 : schéma statique de l'escalier type (I)	23
Figure II.8 : schéma statique de l'escalier type (II)	24
Figure II.9 : Hauteur libre d'étage	28
Figure II.10 : Surface afférentes du cas 1	31
Figure II.11 : Schémas de descente de charges	33
Figure II.12 : Surface afférentes du cas 2	35
Figure III.1 : Disposition des poutrelles	42
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchant	45
Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	45
Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	46
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissent	48
Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant	49

Figure III. 7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	73
Figure III.8 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse types 3, 4,5	73
Figure III-9 : Schémas de ferrailage des du plancher terrasse poutrelles type 7	74
Figure III-10 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant types 3, 4,5	74
Figure III-11 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant type 7	75
Figure III-12 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 1,2	75
Figure III-13 : <i>Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 3, 4</i>	76
Figure III-14 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 7	76
Figure III.15 : coupe transversale de l'acrotère	77
Figure III.16 : coupe latérale de l'acrotère	79
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	84
Figure III.18 : schémas des dalles sur deux appuis	86
Figure III.19 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 1)	86
Figure III.20 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 1)	92
Figure III.21 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 2)	92
Figure III.22 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure2)	98
Figure III.23 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 3)	98
Figure III.24 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 3)	101
Figure III.25: schéma d'une dalle sur deux appuis (type 4)	101
Figure III.26 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 4)	107
Figure III.27 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 5	108
Figure III.28 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 5)	114
Figure III.29 : schéma d'une dalle sur quatre appuis (type 1)	115
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	118

Figure III.31 : schéma d'une dalle sur quatre appuis (type 2)	119
Figure III.32 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	123
Figure III.33 : Schéma de l'ascenseur	124
Figure III.35 : Coupe transversale	131
Figure III.36 : schéma statique de l'escalier	132
Figure III.37 : Schéma de ferrailage de la console	137
Figure III. 38: Schéma de ferrailage de l'escalier tous type	141
Figure III. 39: Schéma de ferrailage de la poutre brisé	141
Figure IV.1 : Spectre de réponse	147
Figure IV.2: Disposition des voiles	150
Figure IV.3 : Mode de déformation (translation suivant Y-Y)	151
Figure IV.4 : Mode de déformation (translation suivant X-X)	151
Figure IV.5 : Mode de déformation (Rotation suivant Z-Z)	152
Figure V.1 : Zone nodale	160
Figure V.2: Section du poteau	164
Figure V.3 : Zone de recouvrement	166
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux	167
Figure V.5 : Disposition constructives des portiques	169
Figure V.6 : 2U superposés / disposition constructives des portiques	170
Figure V.16 : Section de ferrailage des poutres du RDC et de l'étage courant	175
Figure V.17 : Section de ferrailage des poutres de la terrasse inaccessible	176
Figure V.18 : Section de ferrailage des poutres de la terrasse inaccessible	177
Figure V.19 : ferrailage des poutres principales de RDC à 11^{ème} étage	177
Figure V.20 : les différents moments	178
Figure V.21 : Voile simple	180
Figure V.22 : Voile composé	180
Figure V.23 : disposition des voiles	182

Figure V.24 : ferrailage du Voile V_{x2} du RDC	190
Figure VI.1 : Semelle isolée de fondation	192
Figure VI.2 : Semelle filante de fondation	192
Figure VI.3 : Zone de contact poteau-radier	195
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier	203
Figure VI.5 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (y-y)	204
Figure VI.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (y-y)	205
Figure VI.7 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (x-x)	205
Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (x-x)	206
Figure VI.9 : Section à ferrailer	206
Figure VI.10: Schéma de Ferrailage des nervures de fondation	208
Figure VI.10 : Voile périphérique	210
Figure VI.12 : Diagramme des contraintes	210
Figure VI.12 : schéma du ferrailage du voile	215

Liste des tableaux

Tableau I-1 : f_e en fonction du type d'acier	12
Tableau II-1 : Evaluation de la charge du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II-2 : Evaluation des charges du plancher étage courant	15
Tableau II-3 : Evaluation des charges plancher dalle pleine (étage commercial)	15
Tableau II-4 : <i>Evaluation des charges du plancher à dalle pleine (Balcon)</i>	18
Tableau II-5 : <i>Evaluation des charges des murs extérieurs</i>	19
Tableau II-6 : Evaluation des charges sur le palier	21
Tableau II-7 : évaluation des charges de la volé	21
Tableau II-8 : Descente de charge du poteau (cas 1)	34
Tableau II-9 : Descente de charge du poteau (cas 2)	36
Tableau II-10 : Vérifications des codions de RPA	39
Tableau II-11 : Evaluation des charges sur le RDC et le Sous-sol	41
Tableau II-12 : Evaluation es charges sur l'étage courant	41
Tableau III-1 : Les différentes charges	43
Tableau III-2 : Les différents types de poutrelles	46
Tableau III-3 : Les différents types de poutrelles	47
Tableau III-4 : Résumé du calcul des contraintes dans les poutrelles	50
Tableau III-5 : Résumé du calcul des contraintes dans les poutrelles	51
Tableau III-6 : Résumé du calcul des contraintes dans les poutrelles	51
Tableau III-7 : Vérification des contraintes	55
Tableau III-8 : Calcul des armatures de la poutrelle type 5 (P T)	56
Tableau III-9 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui)	56
Tableau III-10 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 5 (P T)	56
Tableau III-11 : Vérification de la condition de non fragilité (en travée)	56
Tableau III-12 : Calcul des armatures dans la poutrelle type 7 (P T)	57

Tableau III-13 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui)	57
Tableau III-14 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 7 (P T)	57
Tableau III-15 : Vérification de la condition de non fragilité (en travée)	57
Tableau III-16 : Calcul des armatures de la poutrelle type 5 (P U A)	58
Tableau III-17 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)	58
Tableau III-18 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 5 (P U A)	58
Tableau III-19 : Calcul des armatures de la poutrelle type 7 (P U A)	59
Tableau III-20 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)	59
Tableau III-21 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 7 (P U A)	59
Tableau III-22 : Calcul des armatures de la poutrelle type 2 (P U S)	60
Tableau III-23 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)	60
Tableau III-24 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 2 (P U S)	60
Tableau III-25 : Calcul des armatures de la poutrelle type 5 (P U S)	61
Tableau III-26 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)	61
Tableau III-27 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 5 (P U S)	61
Tableau III-28 : Calcul des armatures de la poutrelle type 7 (P U S)	62
Tableau III-29 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)	62
Tableau III-30 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 7 (P U S)	62
Tableau III-31 : Vérification de l'effort tranchant de la travée	68
Tableau III-32 : Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire	69
Tableau III-33 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive	69
Tableau III-34 : Vérifications de l'utilité de la flèche	70
Tableau III-35 : Vérification de la bielle de béton	70
Tableau III-36 : Liaison table nervure	71
Tableau III-37 : les différentes combinaisons à utiliser	78
Tableau III-38 : Ferrailage de l'acrotère	80
Tableau III-39 : Récapitulatif des sections de ferrailage	83

Tableau III-40: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 1	89
Tableau III-41: résultats de calcul de la vérification des contraintes	90
Tableau III-42 : vérification de la flèche	91
Tableau III-43: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 2	95
Tableau III-44: résultats de calcul de la vérification des contraintes	96
Tableau III.45 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis type 3	99
Tableau III-46: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 4	104
Tableau III-47: résultats de calcul de la vérification des contraintes	105
Tableau III-48 : vérification de la flèche	107
Tableau III-49: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 4	111
Tableau III-50: résultats de calcul de la vérification des contraintes	112
Tableau III-51 : vérification de la flèche	113
Tableau III-52 : Ferrailage de dalle sur quatre appuis type 1	116
Tableau III-53 : vérification de la flèche	118
Tableau III-54 : Ferrailage de dalle sur quatre appuis type 1	120
Tableau III-55 : vérification de la flèche	122
Tableau III-56 : vérification de la flèche nouvelle	122
Tableau III-57 : Calcul du chargement	132
Tableau III.58 : Résumé des résultants de ferrailage	133
Tableau III.59 : Vérification des contraintes	134
Tableau III.60 : résumé du calcul de flèche	135
Tableau III.61 : Résultat de ferrailage	135
Tableau III.62 : ferrailage la poutre brisée	138
Tableau IV-1 : les critères de qualité	145

Tableau IV-2 : le résultat du spectre de réponse	147
Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques de la structure	148
Tableau IV-4 : Caractéristiques des nœuds maitres	149
Tableau IV.4 : Période et taux de participation	150
Tableau IV-6 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	153
Tableau IV-7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	154
Tableau IV-8 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	154
Tableau IV-9 : Vérification des déplacements	155
Tableau IV-10 : Vérification a L'effet P-Δ	157
Tableau IV-11 : vérification de la résultante des forces	157
Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	160
Tableau V-2 : Sollicitation dans les poteaux	162
Tableau V-3 : armatures longitudinales	162
Tableau V-4 : armature transversales	163
Tableau V-5 : justification de l'effort normal réduit	164
Tableau V-6 : justification des contraintes	165
Tableau V-7 : Vérification des contraintes tangentielles	166
Tableau V-8 : les sollicitations les plus défavorables	170
Tableau V-9 : les sollicitations les plus défavorables de la poutre (P60)	170
Tableau V-10 : Ferrailage longitudinal	171
Tableau V-11 : Vérification des contraintes tangentielles	173
Tableau V-12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	173
Tableau V-13 : Vérification de l'état limite de compression	174
Tableau V-14 : Vérification de la flèche pour les poutres.	174

Tableau V-15 : calcul de la flèche	174
Tableau V-16 : les moments résistant dans les poteaux	178
Tableau V-17 : les moments résistant dans les poutres	179
Tableau V-18 : Vérification de la zone nodale dans différent étage	179
Tableau V-19 : Ferrailage des voiles Vx1	184
Tableau V-20 : Ferrailage des voiles Vx2	185
Tableau V-21 : Ferrailage des voiles Vx3	186
Tableau V-22 : Ferrailage des voiles Vy1	187
Tableau V-23 : Ferrailage des voiles Vy2	188
Tableau V-24 : Ferrailage des voiles Vy3	189
Tableau VI-1 : ferrailage du radier	201
Tableau VI-2 : vérification des contraintes dans le béton	203
Tableau VI-3 : vérification des contraintes dans l'acier	203
Tableau VI-4 : Vérification des nouvelles contraintes	204
Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures	208
Tableau VI-6 : vérification des contraintes des nervures de radier	209
Tableau VI-7 : vérification des nouvelles contraintes dans la nervure	209
Tableau VI.9: Schéma de Ferrailage des nervures de fondation	210
Tableau VI-8 : Ferrailage du voile périphérique	214
Tableau VI-9 : Ferrailage du voile périphérique âpre vérification	215
Tableau VI-10 : Vérification des contraintes dans le Béton	215
Tableau VI-11 : Vérification des contraintes dans l'acier	216
Tableau VI-12 : Vérification des nouvelles contraintes	216
Tableau VI-13 : ferrailage final adopté pour le voile périphérique	217

Introduction générale

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, dont-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

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

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zone sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+5+Sous Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Ce travail est structuré en six chapitres principaux, décrit dans le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, consacré a la présentation de l'ouvrage et caractéristique de l'ouvrage
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude au séisme.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Introduction :

Dans le cadre d'une bonne étude génie civil, on doit procéder à une reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, il nous a été confié l'étude d'une construction (R+5+1 Sous Sol) bi-fonctionnelle qui regroupe commerces et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2(ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99 addenda 2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté a El Achour (ALGER), qu'est une zone de forte sismicité « zone III » selon le RPA99 addenda 2003. Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation, et la présence d'un mur de soutènement qui a une hauteur de 2,90 m. Ce mur est prévu pour tenir compte des poussées des terres.

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale : 31,14m.
- Largeur totale : 23,30 m.
- Hauteur totale sans acrotère : 21,64m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 5,44 m.
- Profondeur du sous sol : 2,90 m.
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 24,44 m.

Selon le RPA99 addenda 2003, pour toute structure dépassant une hauteur de 11 m en zone III, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous avons opté pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- 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.

Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme Meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.50$ bars.

I.3. Réglementations et normes utilisées :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/ modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2.

I.4. Etats limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses élément (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de son dépassement.

Etats limites ultimes(ELU) :

Au-delà de l'état limite ultime, les résistances des matériaux et des aciers sont atteintes. La sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de contreventement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

Etat limite de service(ELS) :

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

Règle des trois pivots :

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure suivante :

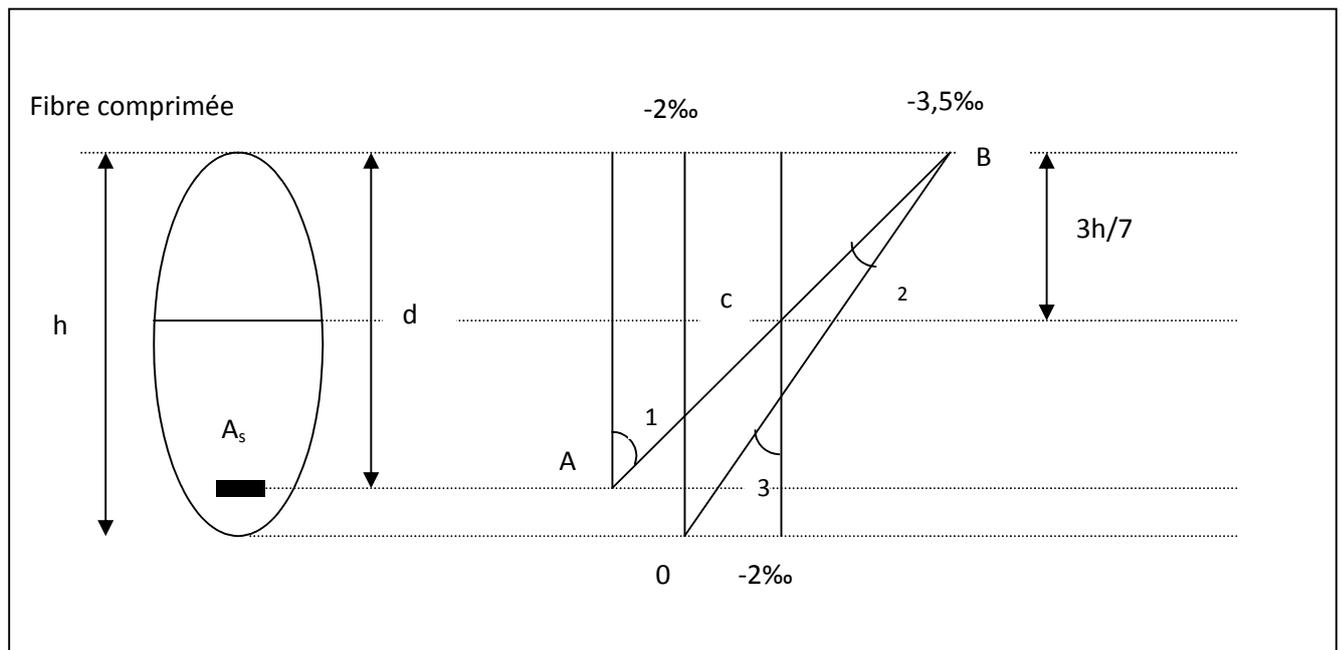


Figure I.1 : Diagramme des efforts limites de la section

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, il ne faut cependant pas les confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous sollicitation donnée.

- **Pivot A** : Il est conditionné par l'allongement de l'acier et celui de la flexion sans une perte importante de la résistance du béton, donc on est dans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivot B** : Il est conditionné par le raccourcissement du béton, et cela de la flexion avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée, ou celle qui est partiellement comprimée.
- **Pivot C** : Définit les caractéristiques de la section entièrement comprimée.

I. 5. Avantage du calcul aux états limites :

1. Les états limites fournissent une liste des points fondamentaux à considérer dans le calcul des structures.
2. le calcul aux états limites assure des conditions uniformes de sécurité et de tenue en service et un emploi économique des matériaux, il s'applique à de nombreux types de défaillances, de matériaux et de construction.
3. le calcul aux états limites est un outil de base pour le calcul et l'évaluation des structures de génie civil et un moyen d'uniformiser les codes des normes traitant du calcul des structures.

I.6. Action et Combinaisons de calcul :

I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc....). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

- Les actions permanentes(G) :

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

- le poids propre de la structure.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- Les actions variables (Q) :

Les actions ou intensités qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; Elles comprennent :

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

- Les actions accidentelles(FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les exploitations.
- Les feux.

Valeurs de calcul des actions :

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

I.6.2. Les combinaisons :

- a. Combinaison d'actions à l'ELU :

- Situation durable ou transitoire

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

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

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

Ψ_{0i} = coefficient de pondération.

- Situation accidentelles

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_i + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

- Combinaison d'action à l'E L S

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

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

- Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

$$\text{Situation durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

I-7. Hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_c = 400$ Mpa.

a) ELS :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- ✓ Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- ✓ Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3,5$ ‰ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression simple.
- ✓ L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10$ ‰.
- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- ✓ Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

I-8. Caractéristiques mécaniques des matériaux:**I.8.1. Introduction :**

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.8.2. Le béton:

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa; mais sa résistance à la traction est faible et est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

a. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

- **Ciment:**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

- **Sable:**

Les sables sont constitués de grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

c. Résistances mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

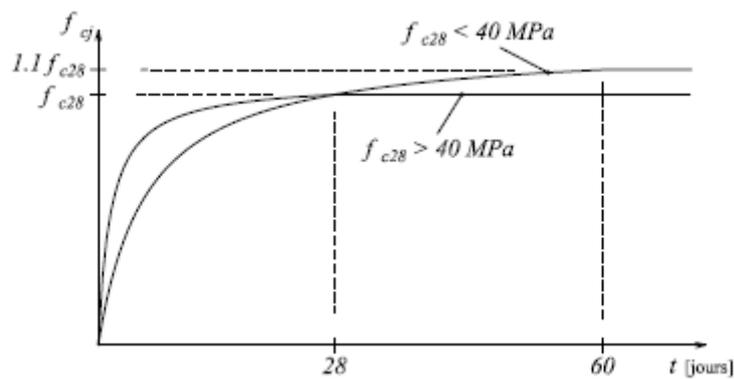


Figure I.2 : Evolution de la résistance à la compression du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

▪ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

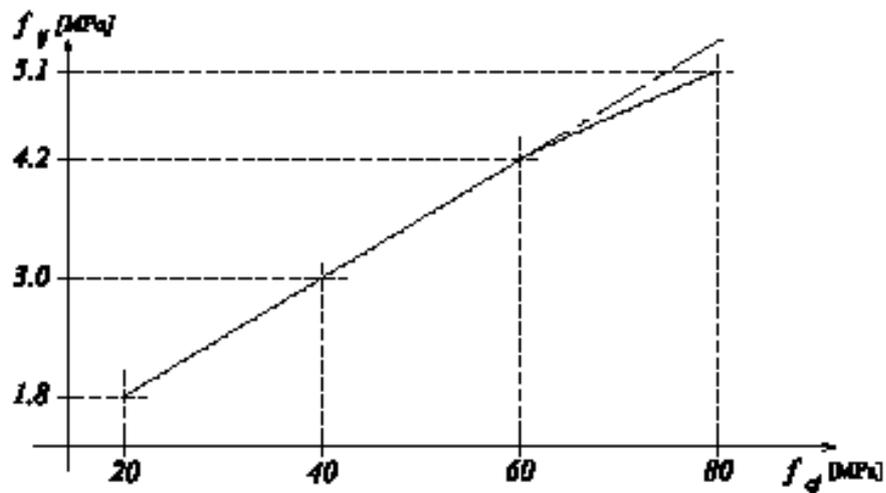


Figure I.3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

▪ **Modules de déformation longitudinale :**

On distingue deux valeurs du module de Young, instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

▪ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

Contraintes limites :

a. Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure I-5.

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

- γ_b est le coefficient de sécurité partiel et vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\theta = 1 \text{ si la durée est supérieure à 24h}$$

$$\theta = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre 1h et 24h.}$$

$$\theta = 0,85 \text{ dans les autres cas.}$$

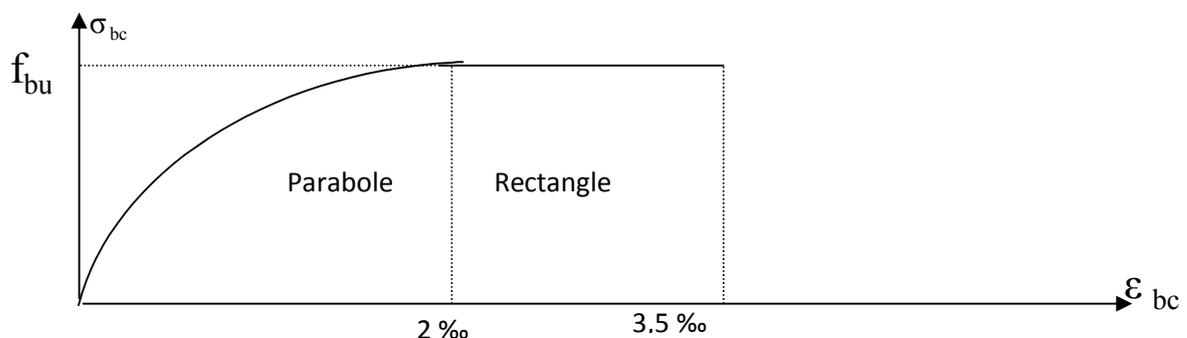


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa}) \quad (\text{fissuration nuisible}).$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa}) \quad (\text{fissuration peut nuisible}).$$

b. Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

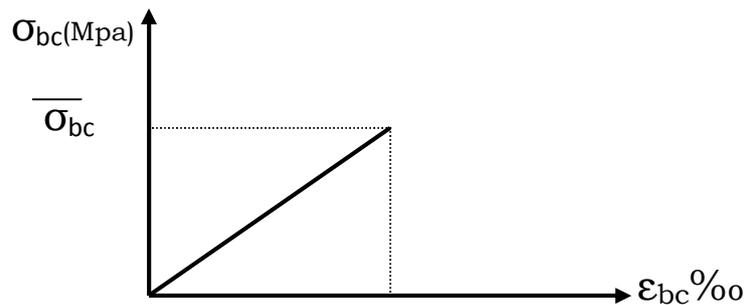


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

I.8.3. L'Acier:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

a. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau I-1 : f_e en fonction du type d'acier

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

b. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I-7 contrainte-déformation.

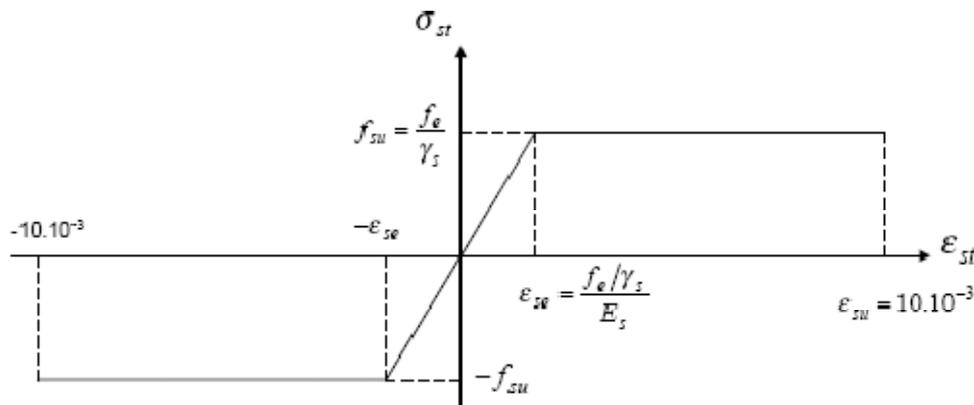


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ Mpa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas général)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

- **Etat limite de service :**

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$.

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91, RPA99 addenda 2003 et le CBA 93.

Dans ce qui suit, un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sera présenté.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventement.

II.2.1. Les planchers :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers font aussi office d'isolateurs thermique et acoustique entre les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; et une dalle pleine pour les balcons et la terrasse du 1^{er} étage.

a) Plancher corps creux :

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

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

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq 460/22.5 \rightarrow h_t = 22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 22 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm corps creux} \\ 6 \text{ cm dalle de compression} \end{cases}$

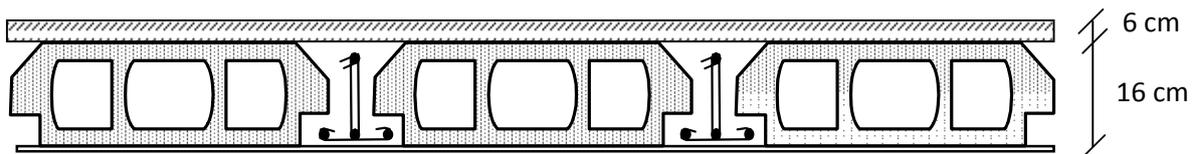


Figure II.1 : Plancher à corps creux

Plancher terrasse non accessible**Tableau II-1** : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Gravions roulé de protection	5	20	1
02	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
03	Forme de pente (15%)	10	22	2,2
04	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
05	Enduit en ciment	2	20	0,40
06	Plancher à corps creux	(16+6)	14,25	3.13
Charge permanente totale				G=7,01
Surcharge d'exploitation				Q=1,00

Plancher étage courant**Tableau II-2** : Evaluation des charges du plancher étage courant

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	2	18	0,36
04	Plancher à corps creux	(16+6)	14,25	3.13
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0,90
Charge permanente totale				G=5.63
Surcharge d'exploitation				Q=1,50

Evaluation des charges du plancher service (étage commercial)**Tableau II-3** : Evaluation des charges plancher dalle pleine (étage commercial)

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	2	18	0,36
04	Plancher à corps creux	(16+6)	14,25	3.13
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0,90
Charge permanente totale				G= 5.63
Surcharge d'exploitation				Q= 5.00

b) Plancher à dalle pleine :

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

- **Résistance au feu :**
 $e \geq 7\text{cm}$ pour 1h de coupe feu.
 $e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coupe feu.
 $e \geq 17.5\text{cm}$ pour 4h de coupe feu.

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

- **isolation phonique :**
 Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
 On limite donc notre épaisseur à : $e = 14 \text{ cm}$.

- **Résistance a la flexion :**
 Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à : $L_x=4,60\text{m}=460\text{cm}$.

$$\text{On aura donc : } \frac{460}{50} \leq e \leq \frac{460}{40}$$

Soit : $9,2 \text{ cm} \leq e \leq 11,5 \text{ cm}$ donc : On prend $e = 10\text{cm}$

Les dalles qui reposent sur 2 appuis ont une portée égale à : $L_x=2,20\text{m}=220\text{cm}$.

$$\text{On aura donc : } \frac{220}{35} \leq e \leq \frac{220}{30}$$

Soit : $6,28 \text{ cm} \leq e \leq 7,33 \text{ cm}$ donc : On prend $e = 7\text{cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 14\text{cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification se fait selon la condition du CBA93 (B.6.5.3) comme suit :

Condition de flèche :

Nous devons vérifier les conditions du CBA93 (B.6.5.3). :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} \quad ; \text{ si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m}.$$

$$f_{max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{max}}{1000} \quad ; \text{ si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m}.$$

f_{max} : La flèche maximale à calculer pour une poutre encastree a ses extrémités

Dans notre cas : $L_{max} = 790 \text{ cm}$, avec :

Nous avons : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,62}{7,90} = 0,58$, donc la flèche au centre se calcul de la façon

suivante :

- on calcule la flèche comme dans une poutre de portée l_x de largeur $b = 1\text{ m}$ et soumise aux moments de flexion de service déterminé dans le sens de x puis on multiplie le résultat obtenu par $(1 - 0,1\alpha)$.

$e = 14\text{ cm}$

Poid propre : $G = 2500 \times e \times 1 = 350\text{ kg/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 500\text{ kg/ml}$.

$q = G + Q = 850\text{ kg/ml}$

Le calcul RDM nous donne :

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &= \frac{5ql_x^4}{384EI} , \bar{f} = \frac{l_{\max}}{500} \\ (1 - 0,1\alpha) &= 0,942. \\ I &= \frac{be^3}{12} \\ E &= 11000 \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 32164\text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot l_x^4 (1 - 0,1\alpha)}{384bEl_{\max}}} \Rightarrow e \geq 11,21\text{ cm}.$$

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

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (12\text{ cm}, 14\text{ cm}, 12\text{ cm}) = 14\text{ cm}$$

Alors on adopte : $e = 14\text{ cm}$

Les balcons :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux, ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

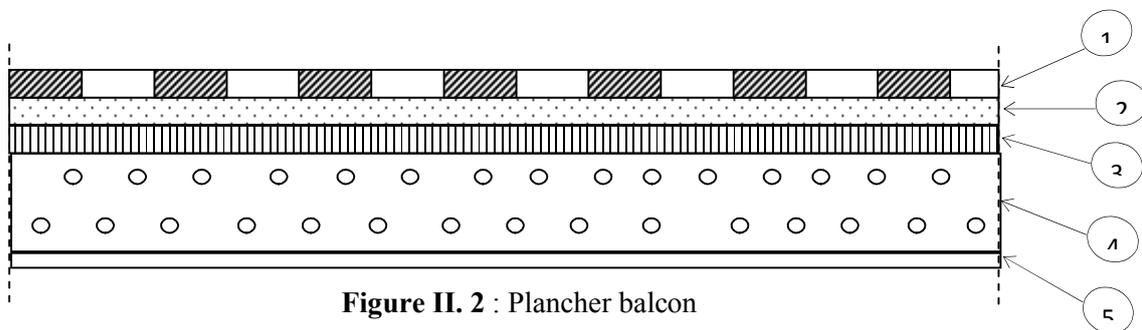


Figure II. 2 : Plancher balcon

Dalle pleine (Balcon)**Tableau II-4 :** Evaluation des charges du plancher à dalle pleine (Balcon)

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle pleine en béton armé	14	25	3,50
05	Enduit en ciment	1.5	20	0.30
Charge permanente totale				G=5.14
Surcharge d'exploitation				Q=1,50

II.2.2. Les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulé sur place. Elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

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 la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

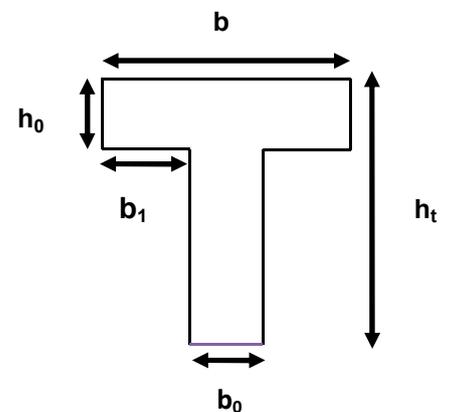
1) Pré dimensionnement :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

**Figure II.3:** Section de la poutrelle

$h_t = 22$ cm.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (8,8 \text{ à } 13,2)$

On adopte : $b_0 = 10$ cm.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

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

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 460\text{ cm}$).

$$b_1 \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}, \frac{460}{10}\right)$$

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

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65\text{ cm}$$

Soit : **$b = 65\text{ cm}$** .

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.2.3. les murs extérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

Evaluation des charges

Tableau II-5 : Evaluation des charges des murs extérieurs

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	1.5	20	0.30
02	Brique creuse	15	09	1.35
03	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	09	0.90
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale				G=2.85

II.2.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire. Elle se trouve au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles. Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

$$S = 0.0685 \text{m}^2$$

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Charge vertical

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

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

$$G = 25 * (0.8 * 0.1 + 0.03 * 0.1/2 + 0.07 * 0.1)$$

$$G = 2.212 \text{ KN/m}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.015 \times 0.8 \times 2 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 2.212 + 0.48 = 2.692 \text{ KN/m.}$$

- **La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Charges horizontal (charge sismique)

D'après le RPA99 addenda 2003, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{selon le RPA99 addenda 2003.}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1).

C_p : Facteur de force horizontale qui varie entre 0.3 et 0.8 tiré du RPA99 (Tableau 6.1).

W_p ; poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : le groupe d'usage et de 2 et la Zone et III (Alger).

$$A = 0.25$$

$$C_p = 0.80$$

$$W_p = 2.692 \quad /$$

Donc : $F_p = 4 * 0.25 * 0.8 * 2.692$

$$F_p = 2.153 \text{ KN.}$$

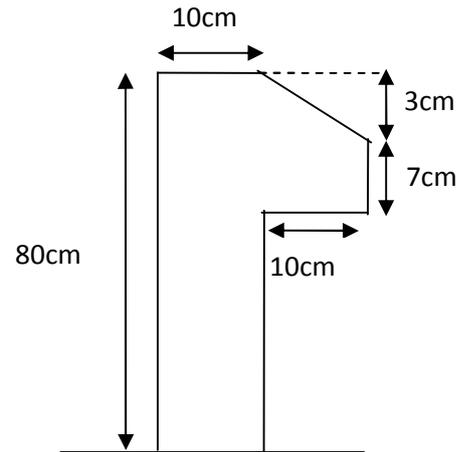


Figure II.4: Dimension de l'acrotère

La section de calcul en flexion composée sens de $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

II.2.5. Les escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Evaluation des charges sur le palier

Tableau II-6 : Evaluation des charges sur le palier

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	paillasse	18	25	4.50
02	Mortier de pose	03	20	0.60
03	Lit de sable	02	18	0.36
04	Revêtement	02	22	0.44
05	Enduit en ciment	02	20	0.40
Charge permanente totale				G=6.30
Surcharge d'exploitation				Q=2,50

Evaluation des charges de la volé

Tableau II-7 : évaluation des charges de la volé

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Paillasse	0.18/cos	25	5.17
02	Mortier de pose	02	20	0,40
03	Revêtement	02	22	0.44
04	Marche	0.17/2	22	1.87
05	Garde de corps	/	/	0.60
06	Enduit en ciment	2/cos α	20	0.45
07	Lit de sable	02	18	0.36
Charge permanente totale				G=9.29
Surcharge d'exploitation				Q=2,50

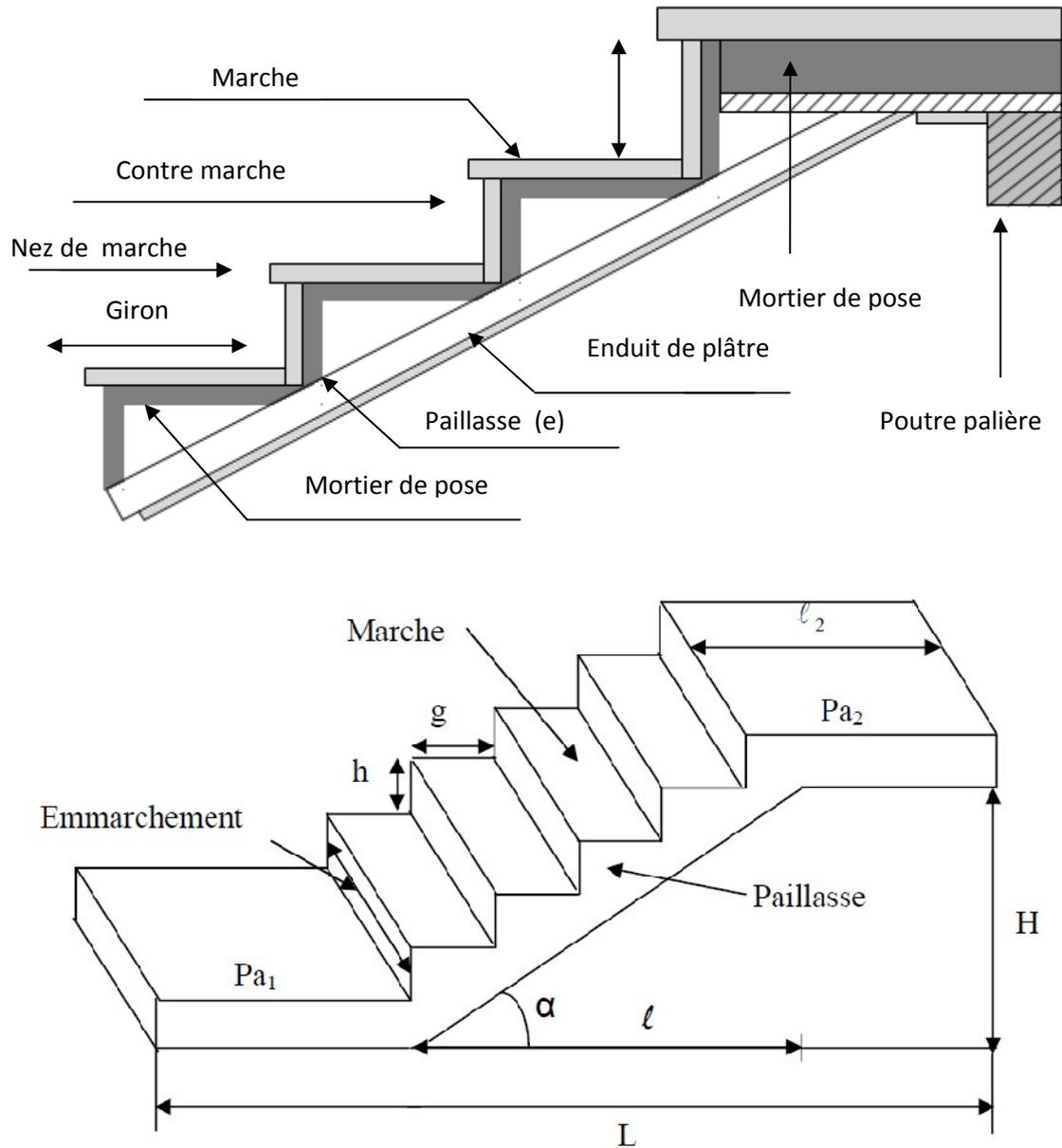


Figure II.5 : Détails d'un escalier

Notre structure présente un seul type d'escalier qui est un escalier a trois volées contrariées avec palier de repos, réalisé en béton armé coulé sur place, situé aux différents étages.

❖ Description :

Les escaliers sont constitués de :

- Palier
- Paillasse
- Contre marches
- Giron
- Emmarchement
- Epaisseur

- Pré dimensionnement :
- Premier type : entre les étages :

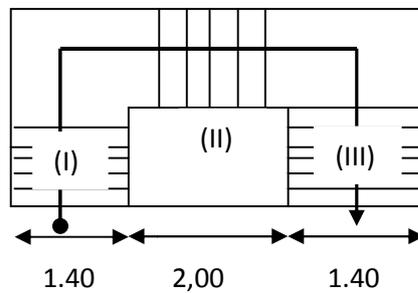
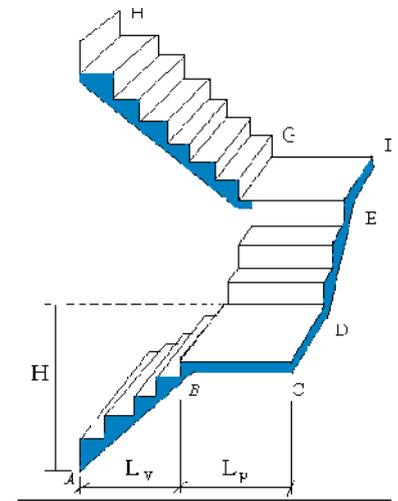


Figure II.6. schéma de l'escalier type 01



Pour la volée (I) et on a :

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

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

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et } h = \frac{H_0}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre de marches.

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

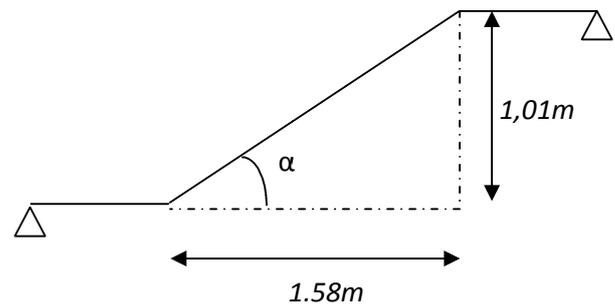


Figure II.7 : schéma statique de l'escalier type (I)

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = L_0 + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 3 + \sqrt{1.58^2 + 1.01^2} = 4,87m.$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{487}{30} \leq e \leq \frac{487}{20}$$

$$\Rightarrow 16,2cm \leq e \leq 24,3cm \quad \text{Soit } e = 18cm.$$

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2H_0}{n} = 64$$

$$\frac{158}{n-1} + \frac{202}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 212 \times n + 101 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 6$$

$$h = \frac{101}{6} = 17cm$$

$$g = \frac{158}{5} = 31cm$$

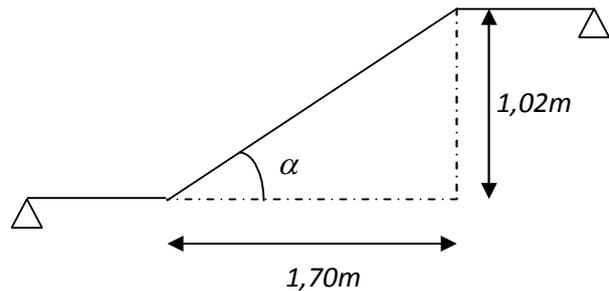


Figure II.8 : schéma statique de l'escalier type (II)

Pour la volée (II) et (III) on a :

$$L = 130cm, \quad \text{et} \quad H = 102cm$$

$$g = 30cm, \quad \text{et} \quad h = 15cm$$

n = 6..... nombre de contre marches.

n = 7..... nombre de marches.

Pour la volée (I) on a :

$$\text{tg}^{-1} \alpha = \frac{101}{158} \Rightarrow \alpha = 32,58^\circ$$

α : L'inclinaison de la volée

Pour la volée(II) et (III) on a :

$$\operatorname{tg}^{-1} \alpha = \frac{102}{170} \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respectés les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.3.2. Les poutres :

A) Les poutres principales :

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

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

L_{\max} : Est la longueur maximale entre nue d'appuis où :

$$L_{\max} = 460 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm.}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

la condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \times 40)$ cm^2 .

B) Les poutres secondaires :

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

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

L_{\max} : Est la longueur maximale entre nœuds d'appuis d'appuis où :

$$L_{\max} = 460 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm.}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Ce sont des éléments verticaux de l'ossature qui à chaque niveau collectent les charges s'appliquant sur les poutres et planchers et qui reportent ces efforts sur les fondations. L'enseignement des expériences passées a montré qu'il existait des zones critiques se situant aux extrémités des poteaux. Ils sont sollicités par un effort normal et les moments fléchissant, donc leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- | | |
|-------------------------|------------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8 * G - E$ |
| 2) $1.35 * G + 1.5 * Q$ | 5) $G + Q + E$ |
| 3) $0.8 * G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

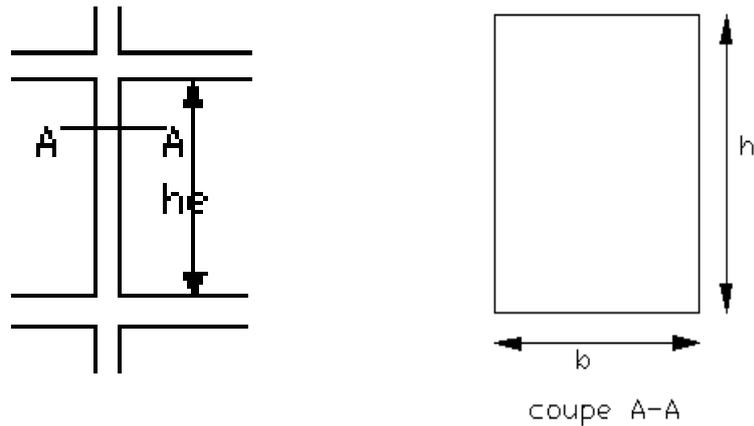


Figure II.9 : Hauteur libre d'étage

A. Pré dimensionnement :

Les poteaux sont prés dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité » de forme.
- Règles du RPA99

▪ **Critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{N_U}{A} \leq F_{bU}$$

N_U : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

A : Section transversale du poteau tel que : $A = b \cdot h$.

F_{bU} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$F_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35 G + 1.5 Q) * S$$

Avec :

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

NB : La loi de dégression de la charge est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

▪ **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times 1.15} \right)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **A / B = 1%**

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où :

l₀ : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : **B = b * h**

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

• **Si :** $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

Les exigences de RPA $\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ,h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4. \end{array} \right.$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Sous-sol, R.D.C (h, b) = (50,50) cm²
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage (h, b) = (45,45) cm².
- 4^{ème}, 5^{ème} étage: (h, b) = (40, 40) cm².

B. Descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

NB : nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression [3]:**

- Sous la terrasse: Q₀.
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q₀+Q₁.
- Sous le deuxième étage (i=2) : Q₀+0.95*(Q₁+Q₂).
- Sous le troisième étage (i=3) : Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃).
- Sous le quatrième étage (i=4) : Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄).
- Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+....+Q_n)$.

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- sous la terrasse : Q₀.
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q₀+Q₁.
- Sous le deuxième étage (i=2) : Q₀+1.9*Q.
- Sous le troisième étage (i=3) : Q₀+2.70*Q.
- Sous le troisième étage (i=4) : Q₀+3.40*Q
- Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2} * Q.$

La descente de charge du premier cas :

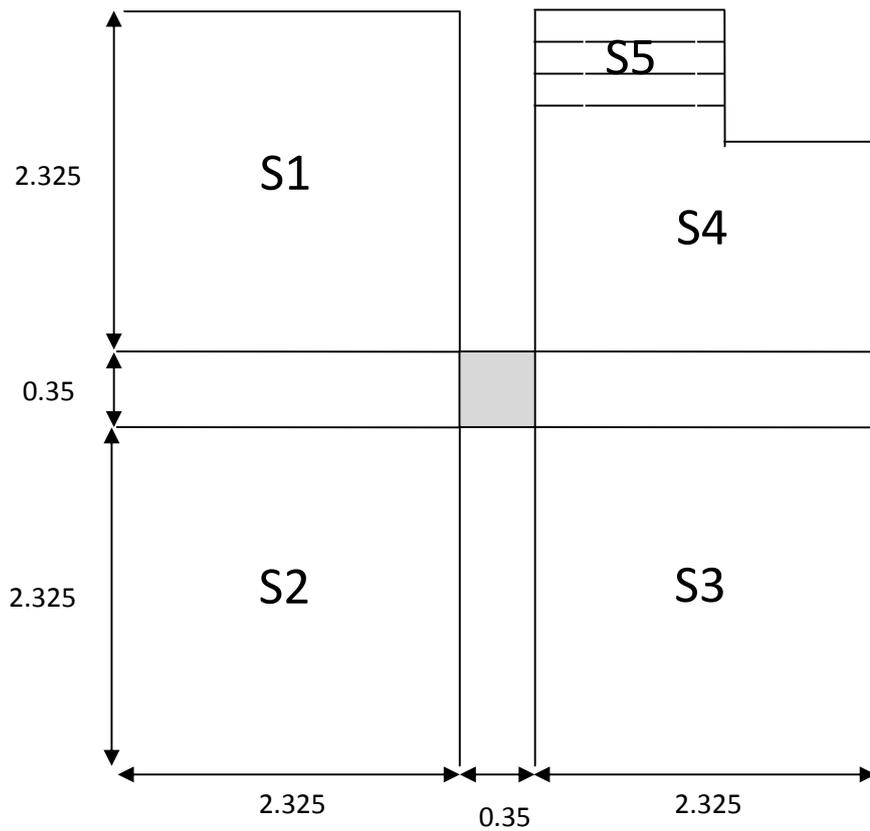


Figure II.10 : Surface afférentes du cas 1

Les surfaces afférentes pour la charge permanente :

$$S_1=S_2=S_3=2.325 \times 2.325 \times 3=16.216\text{m}^2$$

$$S_4=1.5^2=2.25\text{m}^2$$

$$S_5=1.4 \times 1.8=2.52\text{m}^2$$

$$S_{pt}=2.325 \times 2.325 \times 4=21.622\text{m}^2$$

$$P1=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25=15.475\text{KN.}$$

$$P2=0.5 \times 0.5 \times 2.90 \times 25=15.50\text{KN.}$$

$$P3=0.50 \times 0.50 \times 5.44 \times 25=34\text{KN.}$$

$$P4=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25=12.24\text{KN}$$

Poids de la poutre :

$$P.P=0.4 \times 0.30 \times 4.65 \times 25 = 13.95 \text{KN.}$$

$$P.S=0.35 \times 0.30 \times 4.65 \times 25 = 12.20 \text{KN.}$$

$$P. \text{ Briser} = 0.3 \times 0.4 \times 2.78 \times 25 = 8.34 \text{KN.}$$

Plancher terrasse

$$G = 7.01 \times 21.62 = 151.55 \text{KN.}$$

$$Q = 1 \times 21.62 = 21.62 \text{KN}$$

Plancher étage courant

$$G = 5.63 \times 16.21 = 91.30 \text{KN}$$

$$Q = 16.21 \times 1.5 = 31.805 \text{KN}$$

Plancher étage servisse

$$G = 16.21 \times 5.63 = 91.30 \text{KN.}$$

$$Q = 16.21 \times 5 = 81.05 \text{KN.}$$

Poids du mur :

$$G = (2.325 \times 3) \times 2.85 \times (3.06 - 0.4) = 52.87 \text{KN.}$$

Poids de l'escalier

$$G_v = (2.25 \times 6.10) + (2.52 \times 11.46 / \cos 53.93) = 62.77 \text{KN.}$$

$$G = 62.77 \text{KN.}$$

$$Q = 16.32 \text{KN.}$$

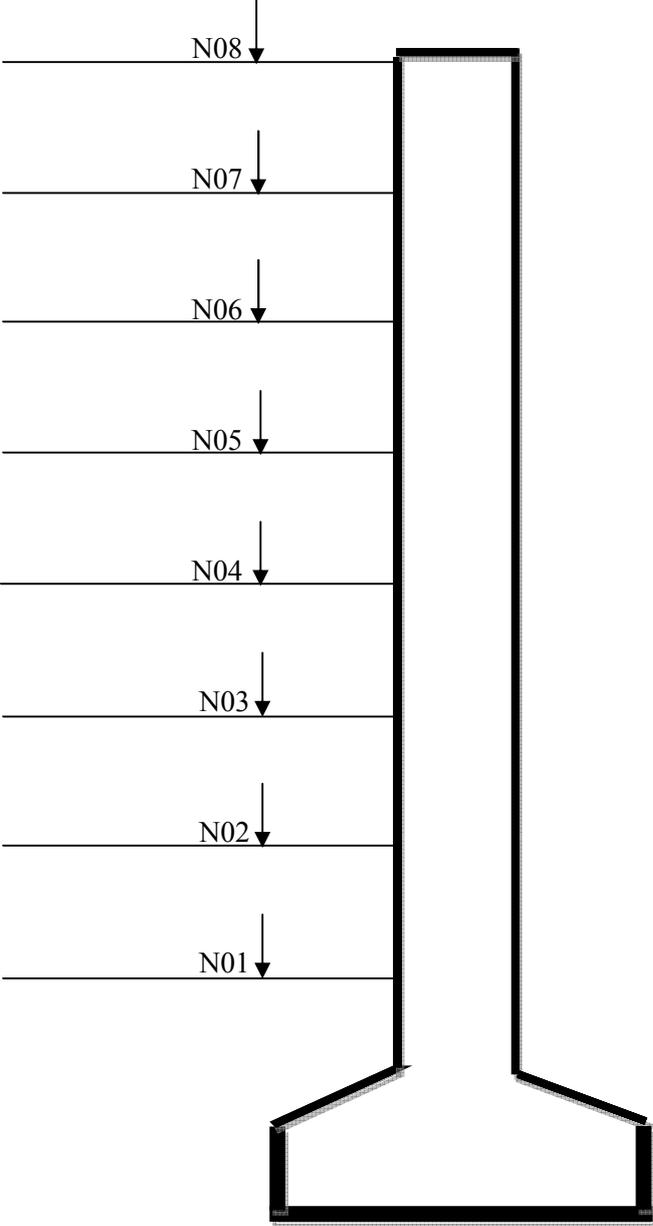


Figure II.11 : Schémas de descente de charges

Tableau II-8 : Descente de charge du poteau (cas I)

N° du niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N08	Plan Terrasse	151.55	
	Poutre	26.15	21.62
	poteau	12.24	
N07	Venant de N08	189.94	
	Plancher E C	91.30	21.62
	Mur Extérieur	52.87	31.80
	Poutre	26.15	
	poteau	12.24	16.32
	Escalier	62.77	
N06	Poutre brisé	8.34	
	Venant de N07	443.61	69.74
	Plancher E C	91.30	31.80
	Poutre	26.15	
	poteau	12.24	
	Escalier	62.77	16.32
N05	Mur Extérieur	52.87	
	Poutre brisé	8.34	
	Venant de N06	697.21	118.86
	Plancher E C	91.30	31.80
	Poutre	26.15	
	poteau	15.47	
N04	Escalier	62.77	16.32
	Mur Extérieur	52.87	
	Poutre brisé	8.34	
	Venant de N05	954.11	166.98
	Plancher E C	91.30	31.80
	Poutre	26.15	
N03	poteau	15.47	16.32
	Escalier	125.54	
	Poutre brisé	16.68	
	Venant de N04	1211.01	215.1
	Plancher E S	91.30	31.80
	Poutre	26.15	
	Venant de N03	1478.53	263.22

N02	Plancher E S	91.30	81.05
	Poutre	26.15	
	poteau	15.47	16.32
	Escalier	62.77	
	Poutre brisé	8.34	
N01	Venant de N02	1656.44	360.95
TOTAL		1656.44	360.95

La descente de charge du premier cas :

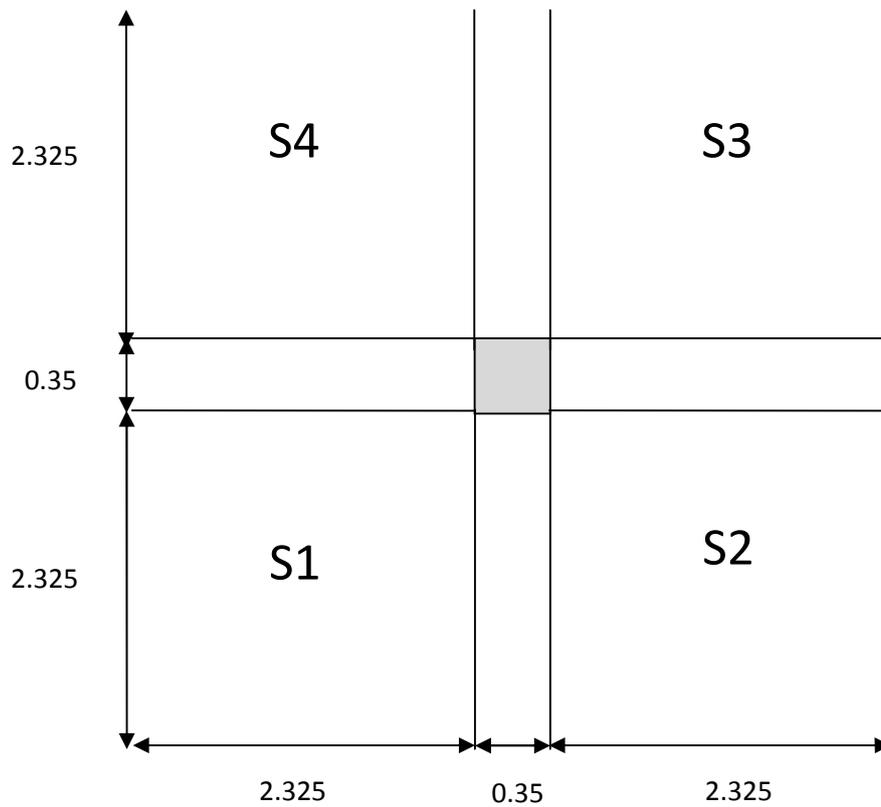


Figure II.12 : Surface afférentes du cas 2

$$G_{PP}=G_{PS}=6.97 \text{ KN}$$

$$Q_{PP}=Q_{PS}=0 \text{ KN}$$

$$G_T=27.9\text{KN et } Q_T=0 \text{ KN}$$

Plancher étage terrasse : $G=151.57 \text{ KN}$

$$Q=21.62 \text{ KN}$$

Plancher étage courant : $G=121.72 \text{ KN}$

$$Q=32.43 \text{ KN}$$

Plancher étage commercial : G=121.72 KN, Q=108.10 KN

Poids des murs extérieurs :

$$G = (2.325 \times 3) \times 2.85 \times (3.06 - 0.4) = 52.87 \text{ KN}$$

Tableau II-9 : Descente de charge du poteau (cas 2)

N° du niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N08	Plan Terrasse	151.57	
	Poutre	26.15	21.62
	Poteau	12.24	
N07	Venant de N8	189.96	
	Poutre	26.15	21.62
	poteau	12.24	32.43
	Mur extérieur	52.87	
N06	Plancher E C	121.62	
	Venant de N07	402.84	
	Poutre	26.15	54.05
	poteau	12.24	32.43
N05	Mur extérieur	52.87	
	Plancher E C	121.62	
	Venant de N06	615.72	86.48
	Poutre	26.15	32.43
N04	poteau	12.24	
	Mur extérieur	52.87	
	Plancher E C	121.62	
	Venant de N05	831.83	118.82
N03	Poutre	26.15	32.43
	poteau	12.24	
	Mur extérieur	52.87	
	Plancher E C	121.62	
N02	Venant de N04	1047.94	118.82
	Plancher E C	121.62	32.43
	Poutre	26.15	
	poteau	12.24	
N01	Venant de N03	1203.56	151.25
	Poutre	26.15	108.10
	poteau	12.24	
	Plancher E S	121.62	
N01	Venant de N02	1340.68	259.35

TOTAL		1340.68	259.35
-------	--	---------	--------

$$P_U = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_U = 1,35(1656.44) + 1,5(360.95)$$

$$P_U = 2777.62KN$$

- **Pré dimensionnement :**

Après majoration de 10% en aura : $N_U = 3055.38KN$.

- **Compression simple :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{S} < \sigma_{bu} = 14.2MPa$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$S = \frac{N_U}{\sigma_{bu}} = \frac{3055.38 * 10^{-3}}{14.2}$$

$$S = 0.215m^2$$

$$\Rightarrow S = 2151.000cm^2$$

$$S = 50 * 50 = 2500 > 2151cm^2.$$

Or qu'on a :

..... Condition vérifiée.

- **Vérification au flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

- **Vérification :**

- Calcul de l'élément λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 0.7 l_0 ;$$

$$l_f = 0.7 * 5.04 = 3.528 m$$

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

Tel que I : Moment d'inertie.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.50)^4}{12} = 0.0052m^4.$$

B : section du poteau.

$$B = b * h = (0.50)^2 = 0.25m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} \Rightarrow i = 0.1442m$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$$

(Section rectangulaire)

$$\lambda = 3.46 \frac{3.528}{0.50} \Rightarrow \lambda = 12.11$$

$$0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Donc :

Avec α : Coefficient de réduction.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.11}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.830$$

La formule de l'effort normal ultime donne :

$$B_r \geq \frac{N_U}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times 1.5} + \frac{1}{100 \times \gamma_s} f_e \right)}$$

B_r : Section réduite du béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution.

$$B_r \geq \frac{3055.38 \times 10^{-3}}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}}$$

$$B_r \geq 0.138 m^2$$

$$\text{or : } B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) = (0.50 - 0.02)(0.50 - 0.02)$$

$$B_r = 0.23m^2 > 0.138m^2$$

$B_r > 0.138m^2$... Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

▪ **Condition du RPA :**

Pour les poteaux rectangulaires :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min (b_1, h_1) \geq 25 & \text{Condition vérifiée.} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Tableau II-10 : Vérifications des codions de RPA

niveau	Section (cm ²)	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)	observation
Sous sole	50*50	50 ≥ 25	50 ≥ 12.5	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifier
RDC	50*50	50 ≥ 25	50 ≥ 25.2	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifier
Etage 1,2,3	45*45	45 ≥ 25	45 ≥ 13.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifier
Etage 4,5	40*40	40 ≥ 25	40 ≥ 13.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	vérifier

Conclusions :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et après avoir fait toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

- ❖ Les poutres principales 30*40cm²
- ❖ Les poutres secondaires 30* 35 cm²
- ❖ Les poteaux de sous sole et RDC 50*50cm²
- ❖ Les poteaux de l'étage 1, 2,3 :45*45cm²
- ❖ Les poteaux de l'étage 4,5 :40*40cm²

II.3.4. Les voiles :

❖ **Définition :**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers.

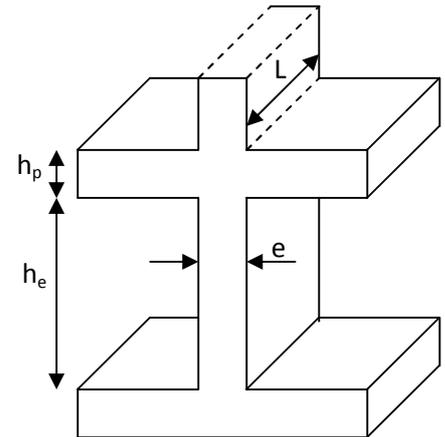
❖ **Pré dimensionnement :**

Si : h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.



L'épaisseur du voile doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq \max [h_e/20 , 15\text{cm}] .$$

e : épaisseur.

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage.

On a : $h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m}$ pour étage courant et bureau

$h_e = 5.44 - 0.40 = 5.04\text{m}$ pour R.D.C.

$$e \geq \frac{504}{20} = 25\text{cm} \quad (\text{RDC})$$

$$e \geq \frac{266}{20} = 13.3\text{cm} \quad (\text{étages courants, bureau})$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

- $e = 25\text{cm}$ pour le RDC et sous sol.
- $e = 20\text{cm}$ pour l'étage courant.

Remarque :

Concernant l'étage courant on a choisie l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ au lieu de $e = 15 \text{ cm}$ pour éviter le changement brusque de la rigidité d'un étage à l'autre.

La longueur du voile doit être $\geq 4 e$

$$\Rightarrow L \geq \max [4 \times 25, 4 \times 20] \Rightarrow L_v = 1.20 \text{ m}$$

Evaluation des charges :

Le RDC et sous-sol :

Tableau II-11 : Evaluation des charges sur le RDC et le Sous-sol

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Mur en béton armé	0.25	25	6.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 6.85$

Etage courant :

Tableau II-12 : Evaluation es charges sur l'étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Mur en béton armé	0.20	25	5.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 5.60$

II.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL et le CBA93, dans le but d'avoir une estimation des sections des différents éléments à adopter.

Etude des éléments secondaires

III.1. Étude des planchers :

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

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

III.1.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

- Disposition des poutrelles :

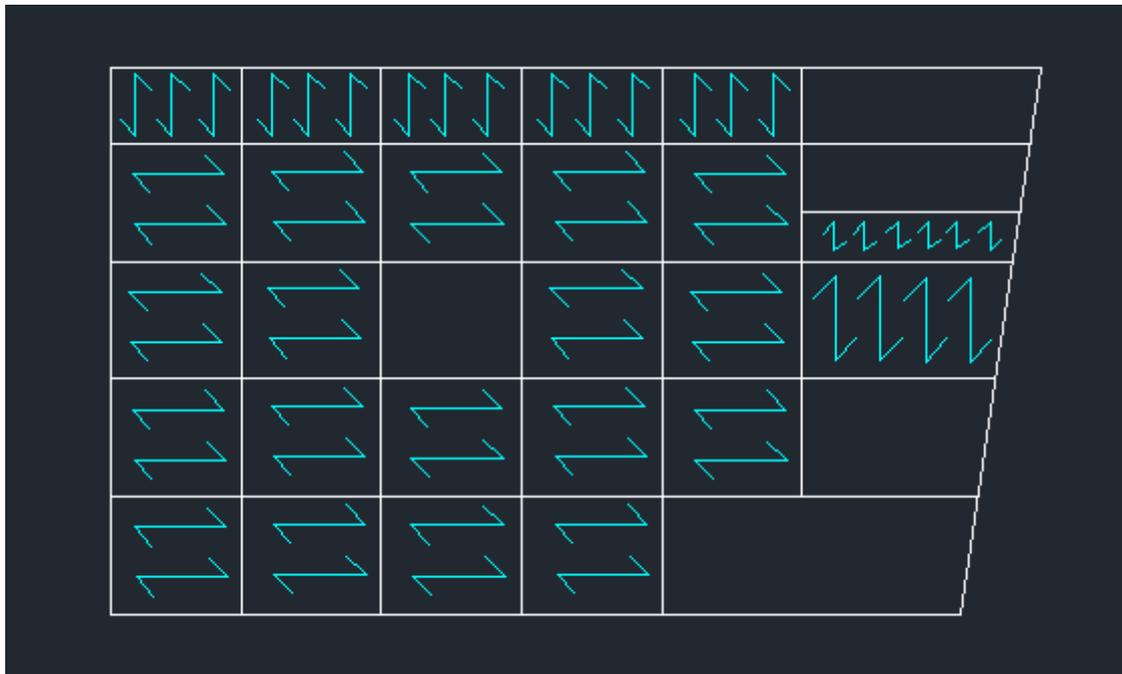


Figure III.1 : Disposition des poutrelles

➤ Calcul des sollicitations :

- à l'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ et $P_U = bQ_U$
- à l'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_S = bQ_S$

Avec : $b = 0,65$ m.

Tableau III-1 : Les différentes charges

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _u	P _u	Q _s	P _s
Terrasse inaccessible	7.01	1	10.96	7.12	8.01	5.20
Etage courant	5.63	1.5	9.85	6.40	7.13	4.63
Local commerciale	5.63	5	15.10	9.81	10.63	6.91

➤ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Vu la simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc.

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que $Q \leq \min(2G; 5KN / m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Dans notre cas :

- $Q = (1; 1.5; 5) \leq 5KN / m^2$ Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme peut nuisible.
- Les sections sont constantes sur toutes les travées ;

➔ Moment constantCondition vérifiée.

- Les rapports entre deux travées successives satisfont la condition $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

• **Principe de la méthode :**

Définition des grandeurs :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la ‘‘travée de comparaison’’ c’est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g Et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d’exploitation par la somme des charges permanentes et d’exploitation.

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des moments :**

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- $0.6 M_0$ dans le cas d’une poutre à deux travées.

- $0.5 M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.

- $0.4 M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

Remarque :

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

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).



Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

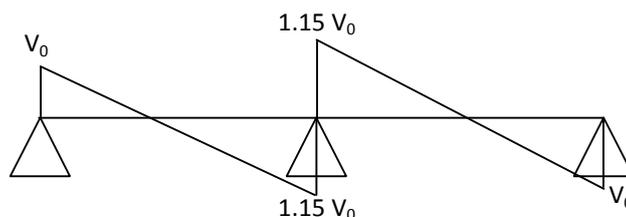


Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

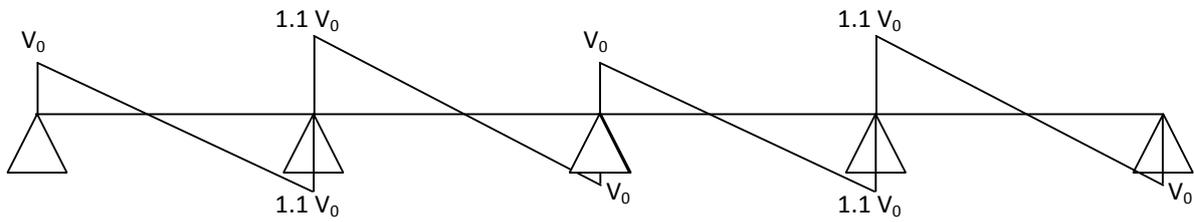


Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

• Exposé de la méthode forfaitaire :

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	

Tableau III-3 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	

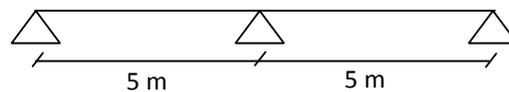
• **Remarque :**

- Type 1,2, 4,6 et 7 : RDC.
- Type 3, 4, 5,7 : Etages courant et terrasse inaccessible.

➤ **Exemple de calcul de la poutrelle du type 5 du plancher appartenant à l'étage courant :**

- $G = 5.63 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 6.40 \text{ KN/m}^2$.

Poutrelle type 5 : 3 appuis



• **Les moments en travées (isostatique) :**

$$M_0 = \frac{p_U * l^2}{8}$$

$$M_{0(1-2)} = \frac{6.40(5)^2}{8} = 20 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{6.40(5)^2}{8} = 20 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_1 = 0.15(20) = 3KN.m$$

$$M_2 = 0.6(20) = 12KN.m$$

$$M_4 = 0.15(20) = 3KN.m$$

- **Les moments en travées :**

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.63} \Rightarrow \alpha = 0.210$$

- ✓ **Travée de rive : (1-2)**

$$M_0 = 20KN.m$$

- $M_t + \frac{0+12}{2} \geq \max[(1.063 * 20); (1.05 * 20)]$

$$M_t \geq 15.26KN.m$$

- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$

$$M_t \geq 12.63KN.m$$

On adopte : $M_t = 15.26 KN.m$

- ✓ **Travée intermédiaire : (2-3)**

$$M_0 = 20KN.m$$

- $M_t + \frac{0+12}{2} \geq \max[(1.063 * 20); (1.05 * 20)]$

$$M_t \geq 15.26KN.m$$

- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$

$$M_t \geq 12.63KN.m$$

On adopte : $M_t = 15.26 KN.m$

- **Diagramme des moments fléchissant :**

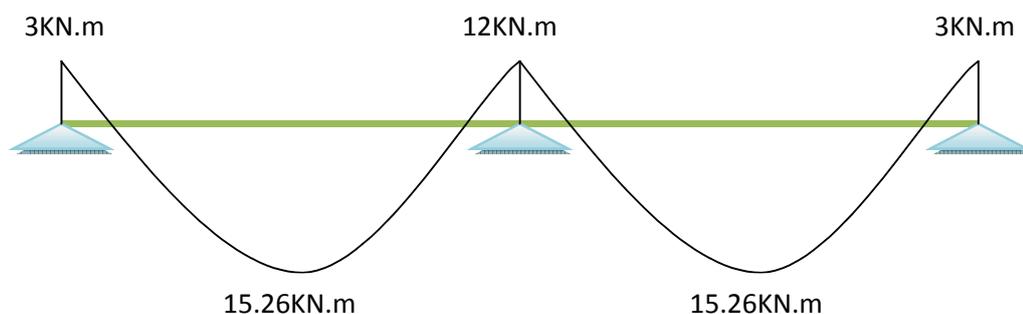


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant

- **Evaluation des efforts tranchants :**

- ✓ **Travée de rive : (1-2)**

$$\begin{cases} V_1 = \frac{6.40 \times (5)}{2} = 16 \text{ KN} \\ V_2 = -1.15V_1 = -1.1(640) = 18.4 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ **Travée intermédiaire : (2-3)**

$$\begin{cases} V_2 = (1.15) \frac{6.40(5)}{2} = 18.4 \text{ KN} \\ V_3 = -\frac{6.40 \times (5)}{2} = -16 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Diagramme des efforts tranchants :**

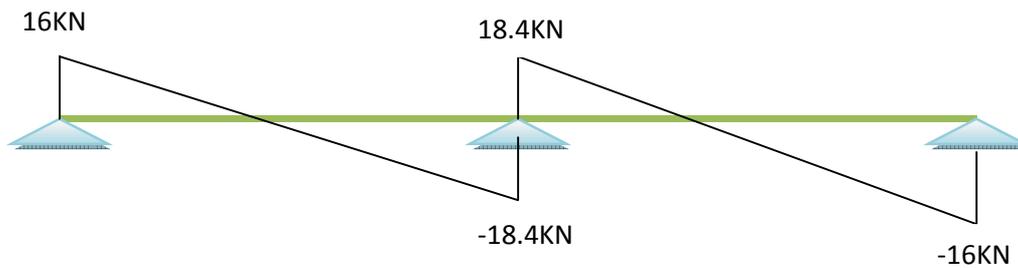


Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 18.40 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour ce type de poutre sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-4 : calcul des sollicitations dans les poutrelles

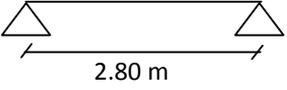
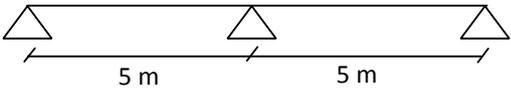
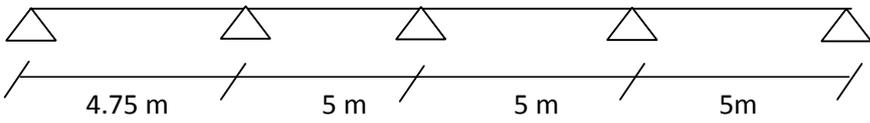
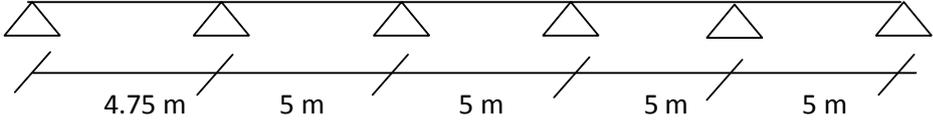
Plancher à usage service					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-4.6	41.13	24.54	3.24	28.95
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-18.40	25.80	28.22	18.16	-12.95
Type 5					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-15.34	27.32	26.99	19.23	-10.80
Type 6					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-15.34	27.32	26.99	19.23	-10.80

Tableau III-5 : calcul des sollicitations dans les poutrelles

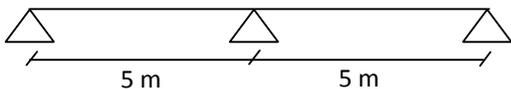
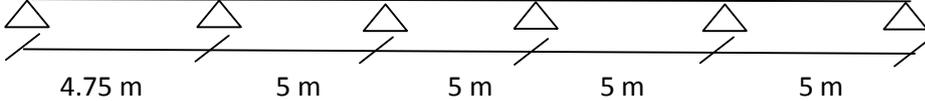
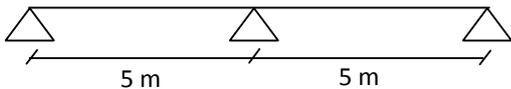
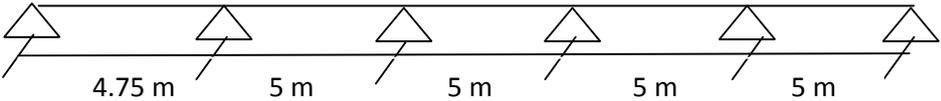
Plancher à usage d'habitation					
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-12.01	15.27	18.41	11.05	-8.69
Type 6					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-10.01	16.27	17.61	11.70	-7.24

Tableau III-6 : calcul des sollicitations dans les poutrelles

Plancher terrasse inaccessible					
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-13.36	16.70	20.49	12.20	-9.76
Type 6					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-11.14	17.81	19.60	13.01	-8.14

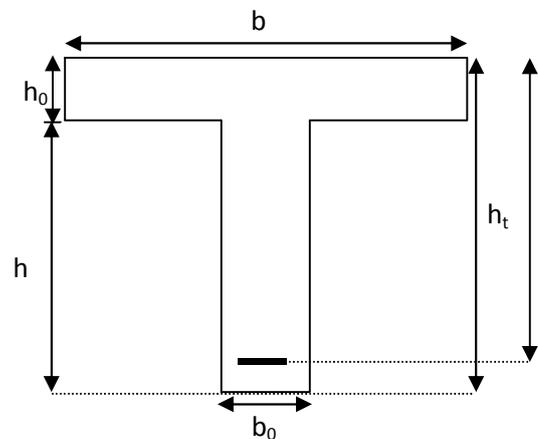
III.1.2. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 4 sur 3 appuis du plancher à usage d'habitation qui est sollicitée par :

$$\begin{aligned} M_{\max}^t &= 15.27 \text{ KN.m} \\ \text{A l'ELU : } M_{\max}^a &= -12.01 \text{ KN.m} \\ V_{\max} &= 18.41 \text{ KN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} \text{A l'ELS : } M_{\max}^t &= 11.05 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^a &= -8.69 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Caractéristiques géométriques de la nervure :

$$\begin{aligned} h_t &= 22 \text{ cm} \\ b_0 &= 10 \text{ cm} \\ b &= 65 \text{ cm} \\ d &= 20 \text{ cm} \\ h_0 &= 6 \text{ cm} \\ h &= 16 \text{ cm} \end{aligned}$$



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

- Calcul à l'ELU :

- a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\begin{aligned} M_{tu} &= bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{tu} &= 0.65 * 0.06 * 14.2 * 10^3 \left(0.20 - \frac{0.06}{2} \right) \\ \Rightarrow M_{tu} &= 94.146 \text{ KN.m} \\ \text{avec : } f_{bu} &= \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \\ M_{tu} &> M_{\max}^t = 15.27 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

→ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (22 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.27 * 10^{-3}}{0.65 * (0.20)^2 * 14.2} = 0.0413$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0413$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\text{et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0413}}{0.8} = 0.052$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{15.27 * 10^{-3}}{0.20(1 - 0.4 * 0.052) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.24 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{b * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.20 * 0.65 * 0.23 * 2.1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_s = 2.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_s = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.1 * 0.22$) m².

b. 1) Ferrailage des poutrelles au niveau de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = -12.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{12.01 * 10^{-3}}{0.1 * (0.20)^2 * 14.2} = 0.211 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.211 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.211}}{0.8} = 0.3$$

$$\Rightarrow A_S^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{12.01 * 10^{-3}}{0.20(1 - 0.4 * 0.3) * 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : $1T16 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.20 * 2.1}{400} = 0.241 \text{ cm}^2$$

$$A_S^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.241 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{18.41 * 10^{-3}}{0.1 * 0.20} = 0.92 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

b. 2) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = 3.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{3 * 10^{-3}}{0.1 * (0.20)^2 * 14.2} = 0.052 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.052 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.067$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{3 * 10^{-3}}{0.20 * (1 - 0.4 * 0.067) * 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

On prend $1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.20 * 2.1}{400} = 0.241 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.241 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{rive}^a = 18.31 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{rive}^a}{b_0 * d} = \frac{18.41 * 10^{-3}}{0.1 * 0.20} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

1) **Vérification à l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Et $I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 A_s * (d - y)^2$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Vérification des contraintes

Elément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	11.05	2.36	4.38	10540.55	3.611	Vérifié
Appui	-8.69	1.57	7.63	5085.53	13.037	Vérifié

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Poutrelle type (4) :

Tableau III-8 : Calcul des armatures de la poutrelle type 4 (P T)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	16.70	0.0453	0.0580	0.1954	2.45	2T10+1T12 = 2.70
Appui intermédiaire	-13.36	0.2358	0.3413	0.1727	2.22	2T12 = 2.26
Appui de rive	3.33	0.0588	0.0758	0.1938	0.4936	1T12 = 1.13

Tableau III-9 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T12 = 1.13	Vérifié	2T12 = 2.26	vérifié

Tableau III-10 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 4 (P T)

Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	12.20	2.70	4.57	11764	5.12	Vérifié
Appui	9.76	2.26	8.73	6529.63	13.04	Vérifié

Tableau III-11 : Vérification de la condition de non fragilité (en travée)

A_{min} (cm ²)	En travée	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
1.57	2T10+1T12 = 2.70	Vérifié

Poutrelle type (6) :

Tableau III-12 : Calcul des armatures dans la poutrelle type 6 (P T)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	17.81	0.0484	0.0620	0.1950	2.62	2T10+1T12 = 2.70
Appui intermédiaire	-11.14	0.1966	0.2763	0.1779	1.80	1T10+1T12 = 1.92
Appui de rive	3.33	0.0588	0.0758	0.1938	0.4936	1T10 = 0.79

Tableau III-13 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T10 = 0.79	Vérifié	1T10+1T12 = 1.92	vérifié

Tableau III-14 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 6 (P T)

Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	γ (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	13.01	2.70	4.57	11771.88	5.05	Vérifié
Appui	8.14	2.26	8.73	6529.75	10.88	Vérifié

Tableau III-15 : Vérification de la condition de non fragilité (en travée)

A_{min} (cm ²)	En travée	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
1.57	2T10+1T12 = 2.70	Vérifié

❖ Plancher à usage d'habitation :

Poutrelle type (4) :

Tableau III-16 : Calcul des armatures de la poutrelle type 4 (P U A)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	15.27	0.0415	0.0529	0.1959	2.24	2T14 = 3.08
Appui intermédiaire	12.01	0.2119	0.3012	0.1758	1.96	2T14 = 3.08
Appui de rive	3.00	0.0529	0.068	0.1946	0.44	1T14 = 1.54

Tableau III-17 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T14 = 1.54	Vérifié	2T14 = 3.08	vérifié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
1.57	2T14 = 3.08		Vérifié	

Tableau III-18 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 4 (P U A)

Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	11.05	3.08	4.78	13107.11	4.029	vérifié
Appui	-8.69	3.03	9.75	7943.41	10.66	vérifié

Poutrelle type (6) :

Tableau III-19 : Calcul des armatures de la poutrelle type 6 (P U A)

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	16.27	0.0442	0.0565	0.1955	2.39	1T8+2T10 = 2.76
Appui intermédiaire	10.01	0.1766	0.2448	0.1804	1.59	1T8+1T12 = 1.63
Appui de rive	3.00	0.0529	0.068	0.1946	0.44	1T8 = 0.5

Tableau III-20 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T8 = 0.5	Vérifié	1T8+1T12 = 1.63	vérifié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
1.57	1T8+2T10 = 2.76		Vérifié	

Tableau III-21 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 6 (P U A)

Elément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	11.07	2.76	4.61	12000.9	4.252	Vérifié
Appui	7.24	1.63	7.74	5221.92	10.73	Vérifié

❖ Plancher à usage service (locaux) :

Poutrelle type (1) :

Tableau III-22 : Calcul des armatures de la poutrelle type 1 (P U S)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	41.13	0.117	0.1484	0.1881	6.28	2T12+2T16 = 6.28
Appui intermédiaire	04.60	0.0812	0.1060	0.1915	0.69	1T10 = 0.79
Appui de rive	04.60	0.0812	0.1060	0.1915	0.69	1T10 = 0.79

Tableau III-23 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T10 = 0.79	Vérifié	1T10 = 0.79	vérifié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
1.57	2T12+2T16 = 6.28		Vérifié	

Tableau III-24 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 1 (P U S)

Élément	M_{ser}	A (cm ²)	γ (cm)	P (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	28.95	6.26	6.3	23045.89	7.913	Vérifié
Appui	3.24	0.79	5.8	3039.80	6.18	Vérifié

Poutrelle type (4) :

Tableau III-25 : Calcul des armatures de la poutrelle type 4 (P U S)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	25.80	0.0700	0.0909	0.1927	3.84	1T10+2T14 = 3.87
Appui intermédiaire	-18.40	0.3247	0.5099	0.1592	3.32	3T12 = 3.39
Appui de rive	04.60	0.0812	0.1060	0.1915	0.69	1T14 = 1.54

Tableau III-26 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T14 = 1.54	Vérifié	3T12=3.39	Vérifié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
1.57	1T10+2T14 = 3.87		Vérifié	

Tableau III-27 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 4 (P U S)

Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	P (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	18.16	3.87	5.19	5780.48	5.97	Vérifié
Appui	12.95	3.39	10	8651.47	14.96	Vérifié

Poutrelle type (6) :**Tableau III-28 :** Calcul des armatures de la poutrelle type 6 (P U S)

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	27.32	0.0742	0.0964	0.1923	4.08	1T12+2T14 = 4.21
Appui intermédiaire	-15.34	0.2707	0.4034	0.1677	2.62	1T12+1T14 = 2.67
Appui de rive	04.60	0.0812	0.1060	0.1915	0.69	1T14 = 1.54

Tableau III-29 : Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée)

A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
0.241	1T14 = 1.54	Vérifié	1T12+1T14 = 2.67	Vérifié
A_{min} (cm ²)	En travée			
	$A_{adopté}$ (cm ²)		Observation	
1.57	1T12+2T14 = 4.21		Vérifié	

Tableau III-30 : Vérification des contraintes dans la poutrelle type 6 (P U S)

Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	P (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	19.23	4.21	5.36	16876.18	6.107	Vérifié
Appui	10.84	2.67	9.27	7266.68	13.82	Vérifié

Remarque :

P T : Plancher terrasse inaccessible

P U A : Plancher à usage d'habitation

P U S : Plancher à usage service (locaux)

• **Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\otimes \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\otimes \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\otimes \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On calcule la flèche pour le type (4) de l'étage courant, car la poutrelle contient plusieurs travées et une longueur maximale est de 5.00 m.

➤ **Plancher étage courant :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{22}{500} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{22}{500} = 0.044 > \frac{15.27}{20 \times 10} = 0.076 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{3.08}{10 \times 20} = 0.0154 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque cette condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche qui est définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm} ; \text{ Tel que :}$$

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas :

$$l = 5.00m \rightarrow f_{adm} = \frac{500}{500} = 1$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 1$$

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

Tel que :

* f_{gv} Et f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes totales.

* i Et v : Déformation instantanées et différées respectivement.

* f_{gv} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

* f_{gv} : Flèche due à l'ensemble es charges appliquées (g+q).

Avec :

$$* f_{ji} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{ij}}}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{ig}}}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{i\gamma}}}$$

$$* f_{gv} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{gv}}}$$

$$* E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 MPa ; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 MPa$$

$$* L = 5.00 m$$

$$* A_s = 2.76 cm^2$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} ; \text{ Tel que : } \rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.76}{10 * 20} = 0.0138$$

$$* \lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * \lambda_i$$

$$* If_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$* If_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$$

$$* If_{iP} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_P}$$

$$* If_{vg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{1}{12} b h^3 + 15 A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\text{Et : } I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sg} + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_P = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{SP} + f_{t28}}$$

NB : Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$* \sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 * \frac{M_{Pser} * (d - y)}{I}$$

✓ Application numérique :

▪ Calcul de I, I_0, y :

On a : $y = 4.650 \text{ cm} ; I = 11888.13 \text{ cm}^4$

$$I_0 = \frac{1}{12} * 65 * (22)^3 + 15 * 2.76 * \left(\frac{22}{2} - 20\right)^2 = 32670.90 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul de f_{gi} :

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{gi}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 3.09 \\ M_{gser} = \frac{5.63 * 0.65 (5)^2}{8} = 11.436 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \frac{11.436 * 10^{-3} (0.22 - 0.04650)}{11888.13 * 10^{-8}} = 223.14 \text{ MPa}$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0138 * 223.14) + 2.1} = 0.745$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 * 32670.90 * 10^{-8}}{1 + (3.09)0.745} = 1.088 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{11.436 * 10^{-3} (5)^2}{10 * 32164.95 * 1.088 * 10^{-4}} = 8.17 \text{ mm}$$

▪ Calcul de f_{gv} :

$$f_{gv} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{gv}}$$

$$* M_{gser} = 11.436 \text{ KN.m}$$

$$* \text{avec} : \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.4 * \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * 3.09 = 1.23$$

$$\begin{aligned} * \mu_g &= 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.745 \\ If_{vg} &= \frac{1.1 * 32670.9 * 10^{-8}}{1 + (3.09 * 0.745)} = 1.875 * 10^{-4} m^4 \\ f_{gv} &= \frac{11.436 * 10^{-3} * (5)^2}{10 * 32164.95 * 1.875 * 10^{-4}} = 4.75 mm \end{aligned}$$

▪ Calcul de f_{Pi} :

$$\begin{aligned} f_{Pi} &= \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * If_{Pi}} \\ \text{avec : } M_{Pser} &= \frac{(5.63 + 1.5) * 0.65 * (5)^2}{8} = 14.482 KN.m \\ \sigma_{SP} &= 15 \frac{14.482 * 10^{-3} (0.22 - 0.04650)}{11888.13 * 10^{-8}} = 282.58 MPa \\ \mu_p &= 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0138 * 282.58) + 2.1} = 0.792 \\ If_{IP} &= \frac{1.1 * 32670.90 * 10^{-8}}{1 + (3.09 * 0.792)} = 1.0425 * 10^{-4} m^4 \\ d'où : f_{Pi} &= \frac{14.482 * (5)^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.195 * 1.0425 * 10^{-4}} = 10.79 mm \end{aligned}$$

▪ Calcul de f_{ji} :

$$\begin{aligned} f_{ji} &= \frac{M_{jser} * l^2}{10 E_i * If_{ji}} \\ \text{avec : } M_{jser} &= \frac{3.13 * 0.65 * (5)^2}{8} = 6.357 KN.m \\ \sigma_{sj} &= 15 \frac{6.357 * 10^{-3} (0.22 - 0.04650)}{11888.13 * 10^{-8}} = 124.04 MPa \\ \mu_j &= 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0138 * 124.04) + 2.1} = 0.789 \\ If_{Ij} &= \frac{1.1 * 32670.90 * 10^{-8}}{1 + (3.09 * 0.789)} = 1.274 * 10^{-4} m^4 \\ d'où : f_{ji} &= \frac{6.357 * (5)^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.195 * 1.274 * 10^{-4}} = 3.87 mm \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = 4.74 - 3.87 + 10.79 - 8.17 = 3.48 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 3.48 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.348 \text{ cm} < f_{adm} = 1.00 \text{ cm}$$

→ La condition de flèche est vérifiée dans ce type de plancher.

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

D'après le **CBA93** (Art A. 5. 1. 1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

✓ **En travée :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 * d} \leq \overline{\tau_U} \quad \text{Et} \quad \overline{\tau_U} = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés par le tableau suivant :

Tableau III-31 : Vérification de l'effort tranchant de la travée

Type	Plancher	V_U (KN)	τ_U (MPa)	Observation
1 ^{er} type	Etage servisse	24.45	1.2225	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	28.22	1.4110	Vérifié
	Etage courant	18.41	0.9205	Vérifié
	Etage terrasse	20.49	1.0245	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	1.3495	Vérifié
6 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	1.3495	Vérifié
	Etage courant	17.61	0.8805	Vérifié
	Etage terrasse	19.60	0.9800	Vérifié

✓ **En appuis :**

▪ **Appui intermédiaire :**

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{L.adapté} \geq A_l = \left(V_U + \frac{M_U^a}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}$$

Tableau III-32 : Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire

Type	Plancher	V_U (KN)	$A_{L.adapté}$ (cm ²)	M_U^a (KN.m)	A_l (cm ²)	Observation
1 ^{er} type	Etage servisse	24.45	6.28	04.60	1.43	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	28.22	3.87	08.40	2.15	Vérifié
	Etage courant	18.41	3.08	12.01	2.44	Vérifié
	Etage terrasse	20.49	2.70	13.36	2.69	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	4.21	15.34	3.22	Vérifié
6 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	4.21	15.34	3.22	Vérifié
	Etage courant	17.61	2.66	10.01	2.10	Vérifié
	Etage terrasse	19.60	2.70	11.14	2.34	Vérifié

▪ Appui de rive :

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{L.adapté} \geq A_l = V_U \frac{1.15}{f_e}$$

Tableau III-33 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive

Type	Plancher	V_U (KN)	$A_{L.adapté}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	Observation
1 ^{er} type	Etage servisse	24.45	0.79	0.70	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	28.22	1.13	0.81	Vérifié
	Etage courant	18.41	0.79	0.52	Vérifié
	Etage terrasse	20.49	0.79	0.58	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	/	/	/
6 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	0.79	0.77	Vérifié
	Etage courant	17.61	0.50	0.50	Vérifié
	Etage terrasse	19.60	0.79	0.56	Vérifié

Tableau III-34 : Vérifications de l'utilité de la flèche

Type	Plancher	f_{adm}	f_{ji}	f_{gi}	f_{gv}	f_{Pi}	Δf	Observation
1 ^{er} type	Etage servisse	10	/	/	/	/	/	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	10	2.66	5.40	3.59	6.79	2.32	Vérifié
	Etage courant	10	/	/	/	/	/	Vérifié
	Etage terrasse	10	2.73	10.68	9.71	12.46	8.76	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	10	/	/	/	/	/	Vérifié
6 ^{eme} type	Etage servisse	10	/	/	/	/	/	Vérifié
	Etage courant	10	3.87	8.17	4.74	10.79	3.48	Vérifié
	Etage terrasse	10	/	/	/	/	/	Vérifié

• **Vérification de la bielle de béton :**

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 3), l'effort de cisaillement doit être inférieur à la contrainte de cisaillement :

$$V_U < 0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.9 * 0.1 * 25 * 0.22 = 132.165 \text{ KN}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci après :

Tableau III-35 : Vérification de la bielle de béton

Type	Plancher	V_U (KN)	Observation
1 ^{er} type	Etage servisse	24.45	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	28.22	Vérifié
	Etage courant	18.41	Vérifié
	Etage terrasse	20.49	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	Vérifié
6 ^{eme} type	Etage servisse	26.99	Vérifié
	Etage courant	17.61	Vérifié
	Etage terrasse	19.60	Vérifié

• **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

✓ **Liaison table nervure :**

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 1), la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{b - b_0}{2} * \frac{V_U}{0.9 * h_0 * b * d} \leq \overline{\tau_U} = 3.25 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-36 : Liaison table nervure

Type	Plancher	V_U (KN)	τ_U (MPa)	Observation
1 ^{eme} type	Etage servisse	25.170	1.3445	Vérifié
2 ^{eme} type	Etage servisse	28.950	1.5464	Vérifié
	Etage terrasse	21.220	1.1335	Vérifié
3 ^{eme} type	Etage courant	18.490	0.9877	Vérifié
4 ^{eme} type	Etage servisse	27.690	1.4791	Vérifié
5 ^{eme} type	Etage servisse	27.690	1.4791	Vérifié
6 ^{eme} type	Etage courant	20.610	1.1009	Vérifié

III. 1. 3. Longueur d'ancrage :

Selon le **CBA93** (Art A. 6. 1. 2 2), $L_S = 40 * \phi$ (longueur de scellement) et $L_C = 0.4 * L_S$

- Pour les $\Phi 8 \rightarrow L_S = 32 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 12.8 \text{ cm}$
- Pour les $\Phi 10 \rightarrow L_S = 40 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 16 \text{ cm}$
- Pour les $\Phi 12 \rightarrow L_S = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 19.2 \text{ cm}$
- Pour les $\Phi 14 \rightarrow L_S = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 22.4 \text{ cm}$
- Pour les $\Phi 16 \rightarrow L_S = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 25.6 \text{ cm}$

III. 1. 4 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{220}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 6.8571 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement des armatures transversales :**

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 2. 2) :

- $S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$.
- $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} = 57 \text{ cm}$.
- $S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_U - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 * 0.57 * 10^{-4} * 400}{0.1(\dots\dots\dots - 0.3 * 21)} = \dots\dots\dots$ (dépend de la valeurs de τ_u)

Parmi les espacements calculés au dessus on prend le plus petit :

D'où : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III. 1. 5. Ferrailage de la dalle de compression :

• **Armatures perpendiculaires à la nervure :**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures parallèles à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 30 \text{ cm}$

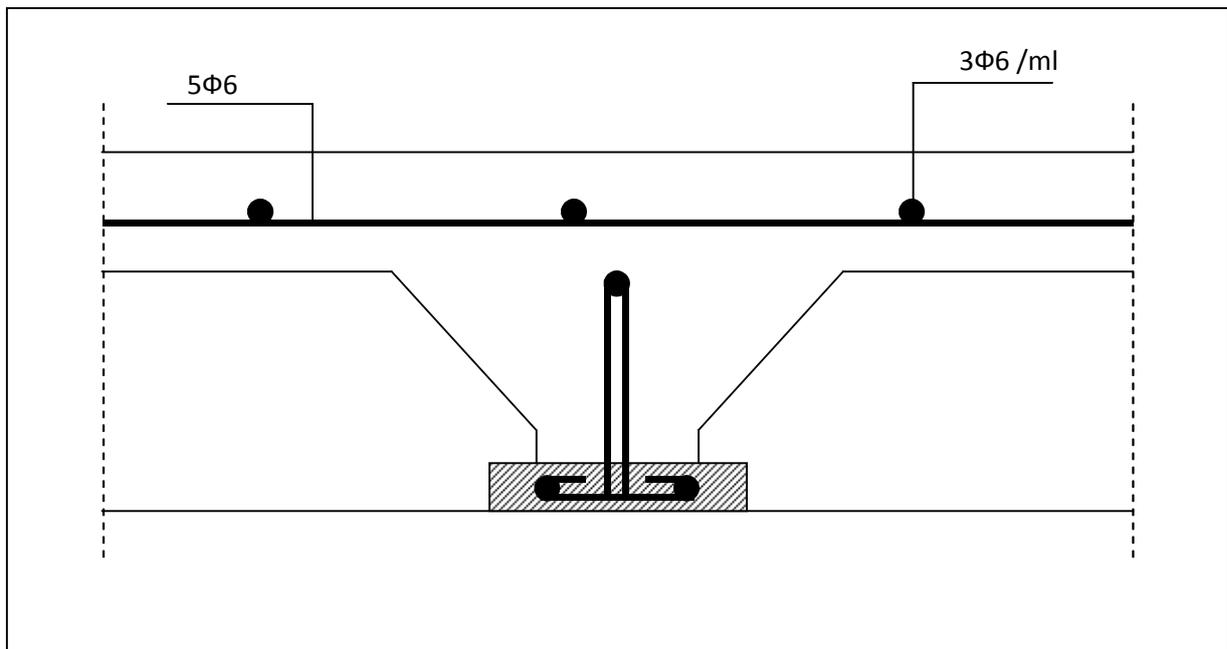


Figure III. 7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III. 1. 6. Schéma de ferrailage des poutrelles :

a) Plancher terrasse :

TYPE 2, 3, 4

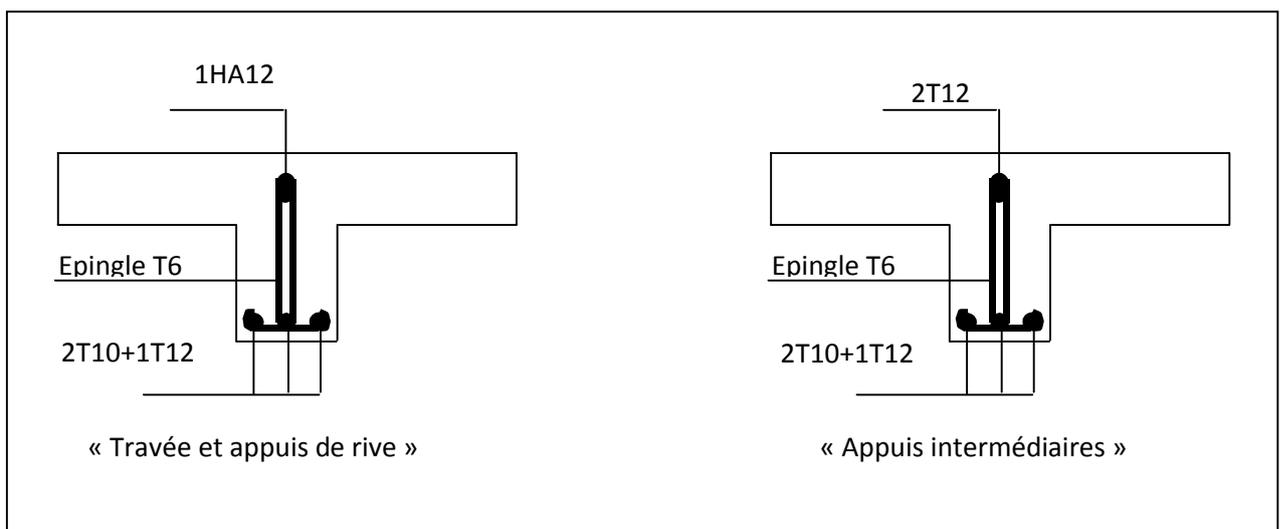


Figure III.8 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse types 2, 3, 4

TYPE 6

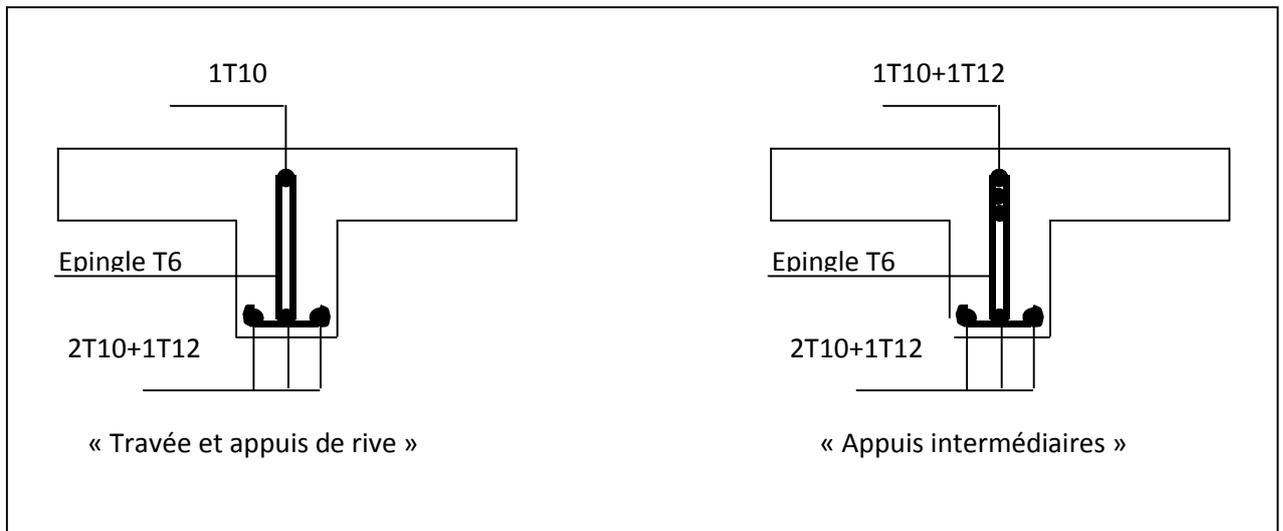


Figure III-9 : Schémas de ferrailage des du plancher terrasse poutrelles type 6

a) Plancher d'étage courant :

- Types : 2, 3, 4

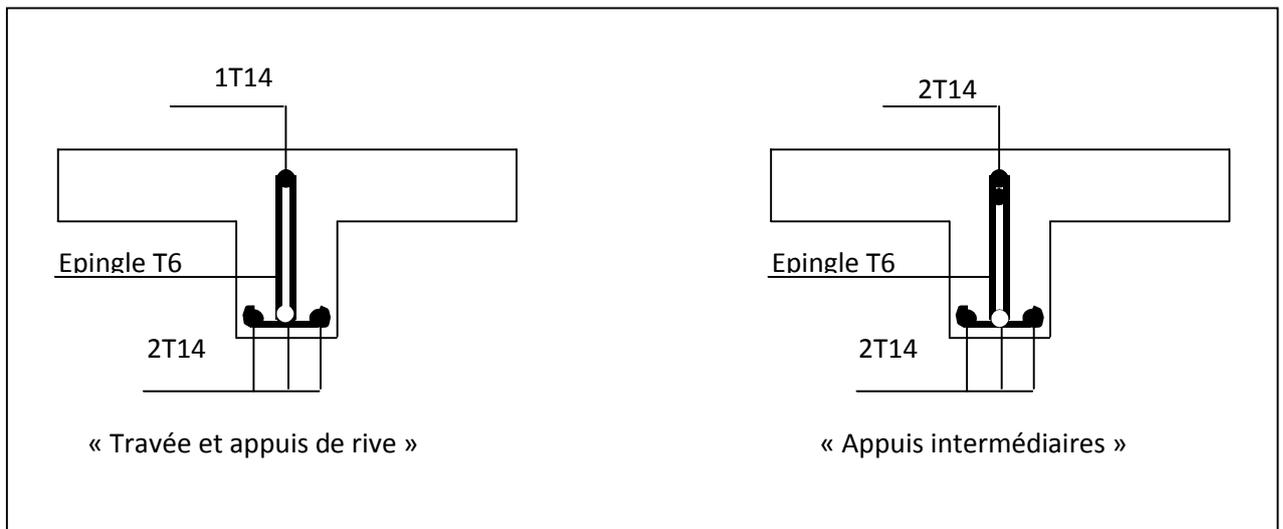


Figure III-10 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant types 2, 3, 4

-Types 6

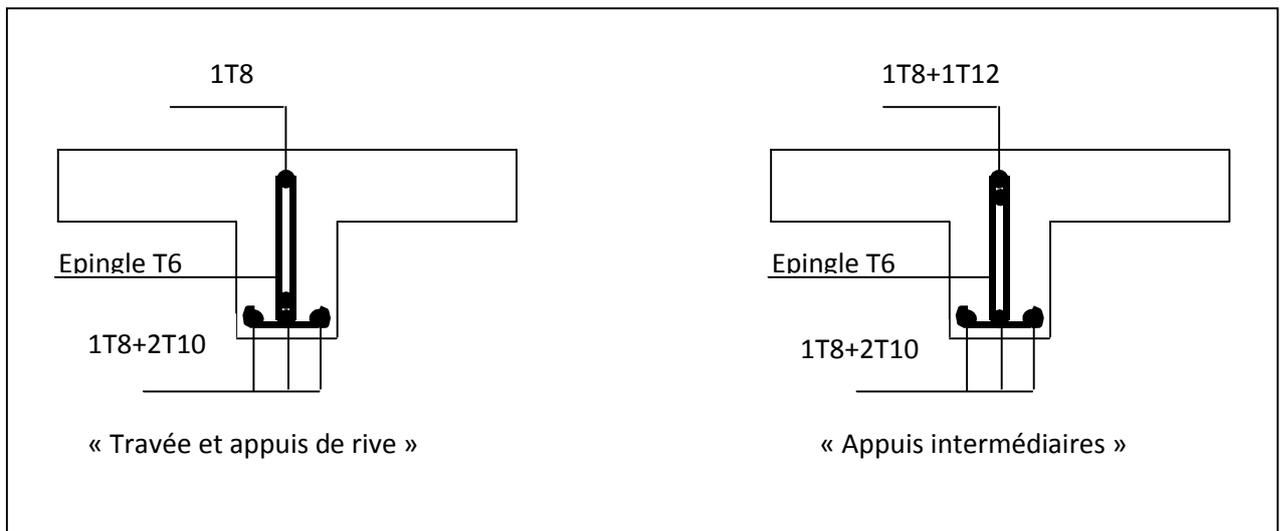


Figure III-11 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant type 6

b) Plancher d'étage servisse :

- Types : 1

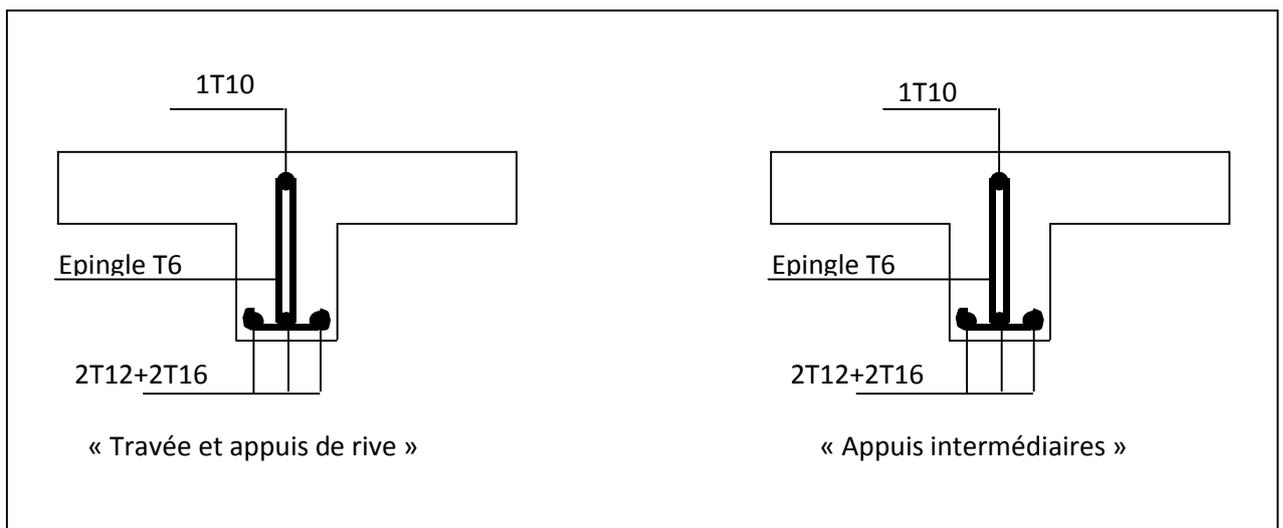


Figure III-12 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 1

- Types : 2 et 3

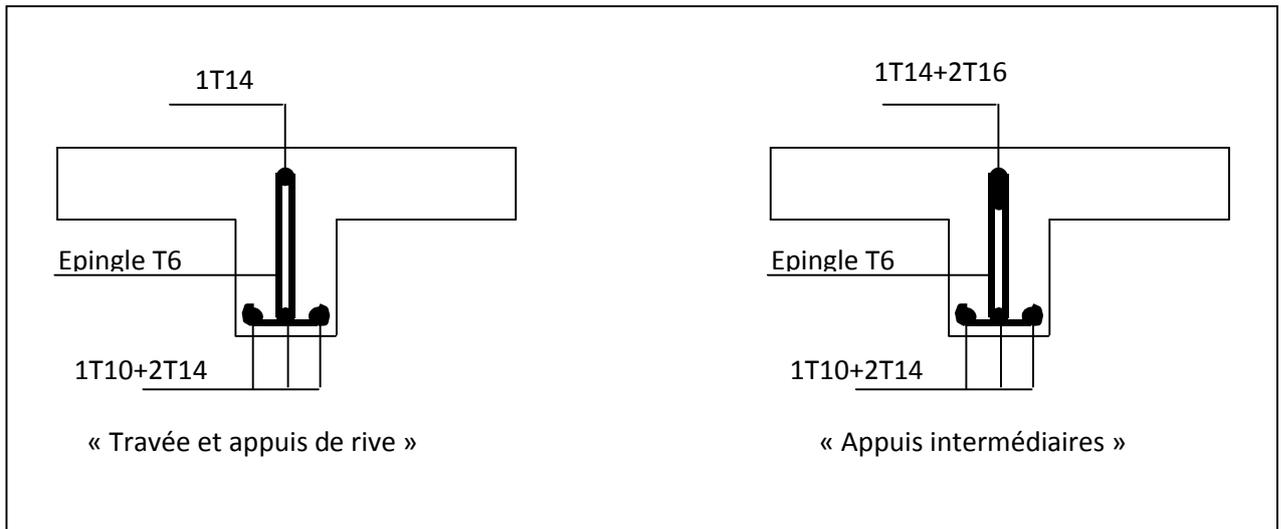


Figure III-13 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 2, 3

-Types 6

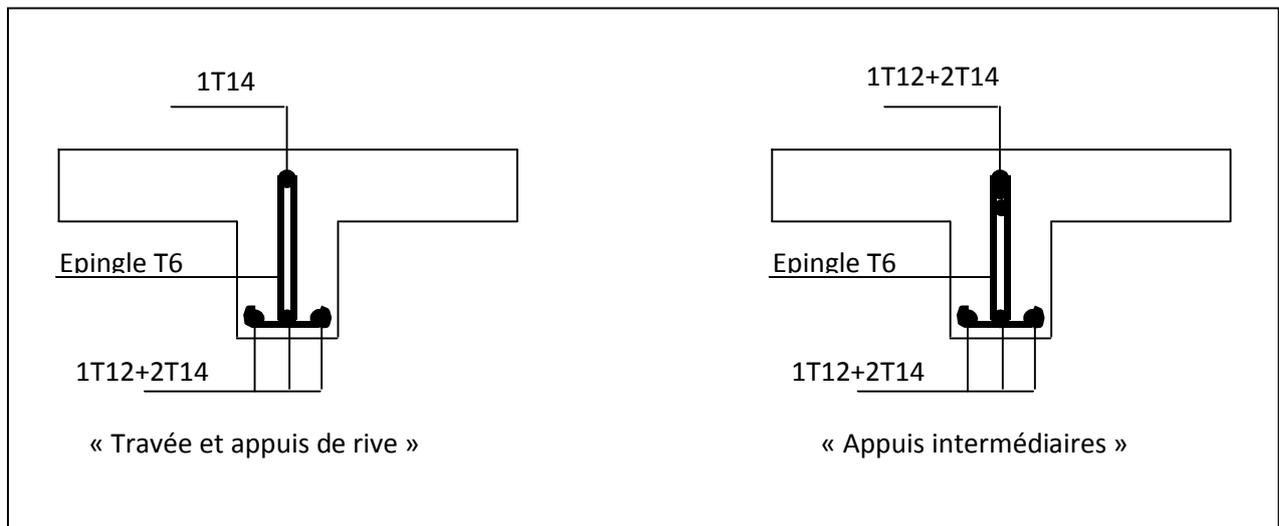


Figure III-14 : Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher étage servisse types 6

III.2. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.2.1. hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculée en flexion composée .

III.2.2. évaluation des charges et surcharges :

- **poids propre :**

$$G_1 = 2.212 \text{ KN/m.}$$

- **enduit de ciment de 1.5cm d'épaisseur**

$$\text{Donc : } W_p = G_1 + G_2 = 2.212 + 0.48 = 2.692 \text{ KN/m.}$$

- **la charge d'exploitation :**

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}$$

- **la charge sismique : [1]**

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

W_p : poids propre de l'élément.

$$W_p = 2.692 \text{ KN.}$$

$$F_p = 2.153 \text{ KN.}$$

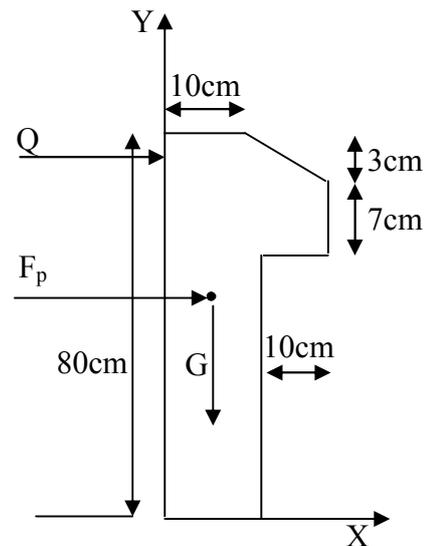


Figure III.15 : coupe transversale de l'acrotère

III.2.3. calcul des sollicitations :

- calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.059m \\ Y_G = 0.433m \end{cases}$$

$$N = G_1 + G_2 = W_p = 2.692 \text{ KN.}$$

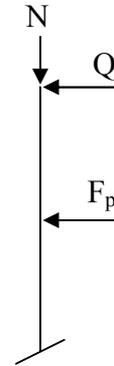
$$M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Q_1} = 0.8 \cdot 1 = 0.8 \text{ KNm.}$$

$$M_{Q_2} = F_p \cdot Y_G = 2.153 \cdot 0.433.$$

$$M_{Q_2} = 0.93 \text{ KN.m.}$$

$$M = M_{Q_1} + M_{Q_2} = 1.73 \text{ KN.m.}$$



Combinaisons d'action :

Tableau III-37 : les différentes combinaisons à utiliser

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.692	3.634	2.692
M (KN.m)	1.73	1.2	0.8

III.2.4. calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2}{3.634} = 0.330m .$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.133m .$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (s.p.c).}$$

III.2.5. les sollicitations à considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 80 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 80/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \cdot 1.6^2 \cdot 2}{10^4 \cdot 0.1} = 0.0153 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.330 + 0.02 + 0.0153 = 0.365 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.511 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 3.634 \cdot 0.365 = 1.326 \text{ KN.m.}$$

III.2.6. ferrailage de l'acrotère :

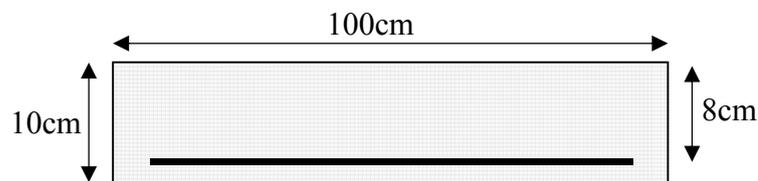


Figure III.16 : coupe latérale de l'acrotère

On calcule les armatures à l'ELU. Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'E LS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée. Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 3.634$ m

$M_u = N_u \times e = 3.634 \times 0.365 = 1.326$ KN.m

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.326 + 3.634 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_f = 1.435 \text{ KN.m.}$$

Tableau III-38 : Ferrailage de l'acrotère

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
1.435	0.0157	0.0197	0.079	0.48	4HA8=2.01

III.2.7. Les vérifications :

- **condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,08 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2 .$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 2.153 + 1 = 3.153 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 3.153 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0.08) = 0.039 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u < \min (0.13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min (3.25 .4) \text{ MPa.} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.039 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification à l'E L S : [2]**

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = V_u / (0.9 \cdot d \sum u_i) \leq \bar{\tau}_{ser} .$$

$$V_u = f + Q.$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi.n.\phi = 3.14 * 4 * 8 = 100.48\text{mm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{3.153 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 100.48 * 10^{-3}} = 0.435 \text{ MPa .}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83\text{MPa . (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence. .}$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{Mpa .}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k.y \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots(1)$$

$$\sigma_s = n.k.(10 - y) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

K : coefficient angulaire des contraintes.

I : le moment d'inertie de la section homogène réduite.

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s.(d - y)^2 + A'(y - d')^2] .$$

$$y = y_c + c$$

$$C = d - e_a$$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} + (d - \frac{h}{2}) .$$

Avec :

y : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée de la section.

e_a : distance entre le centre de pression C et les armatures tendues.

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression C.

y_c : est la solution de l'équation de troisième degré suivante :

$$y_c^3 + p*y + q = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d') + \frac{6.n.A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d')^2 - \frac{6.n.A}{b}(d - C)^2 \end{cases}$$

n=15 ; coefficient de l'homogénéité.

$A' = 0$: armatures comprimées.

A : armatures tendues = 2.01cm^2 .

La solution de l'équation (3) est donnée par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

AN:

$$e_A = 0.360m.$$

$$C = -0.280m.$$

$$P = -0.228.$$

$$q = 0.0415.$$

D'où : $\Delta = -0.336 \cdot 10^{-4}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos\phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\phi = 172.04^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.551$$

$$\begin{cases} y_1 = 29.74cm. \\ y_2 = -55.07cm. \\ y_3 = 25.32cm. \end{cases}$$

La solution qu'on doit maintenir est celle qui vérifiée la condition suivante :

$$0 \leq y \leq h \Rightarrow 0 \leq y_c + C \leq h$$

$$\Rightarrow -c \leq y_c \leq h - C$$

$$\Rightarrow 28 \leq y_c \leq 38$$

Pour : $y_c = y_1 = 29.74cm$.

$$y = y_c + C = 1.74cm.$$

$$I = 1357.10 \text{ cm}^2 .$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} . y = 3.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} . (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{2.692 * 10^{-3}}{1357.10 * 10^{-8}} * (0.08 - 0.0174)$$

$$\sigma_s = 186.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

III.2.8. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\phi_6 = 1.13 \text{ cm}^2$

III.2.9. Calcul de l'espacement :

Les armatures principales : $S_t < \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} .$

Les armatures secondaires : $S_t < \frac{80}{3} = 26.66 \text{ cm} .$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires et les armatures principales.

Tableau III-39 : Récapitulatif des sections de ferrailage

	Section calculée (cm^2)	Cdt fragilité (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	A de répartition (cm^2)
Section (cm)	0.43	0.996	$4\phi 8 = 2.01$	$4\phi 6 = 1.13$

Schéma de ferrailage de L'acrotère :

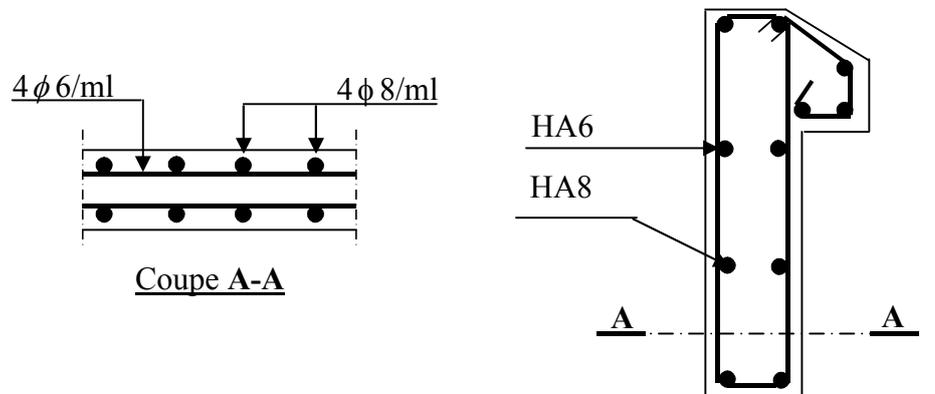


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Étude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

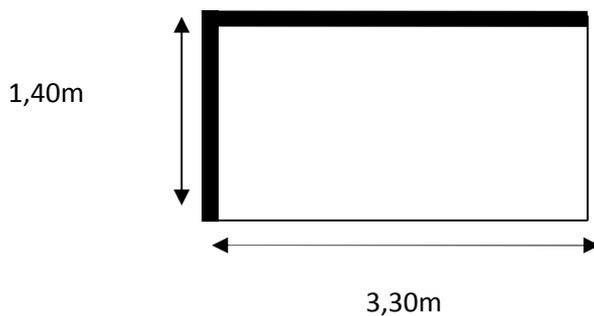
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

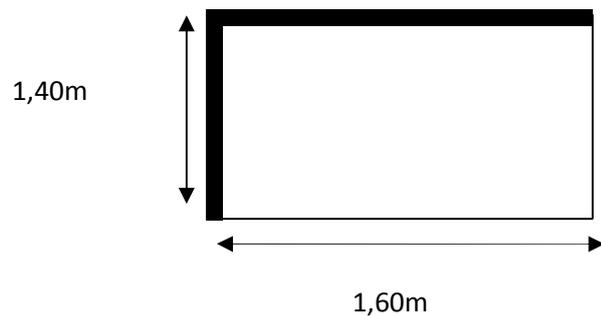
Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

III.3.1. Les dalles sur deux appuis :

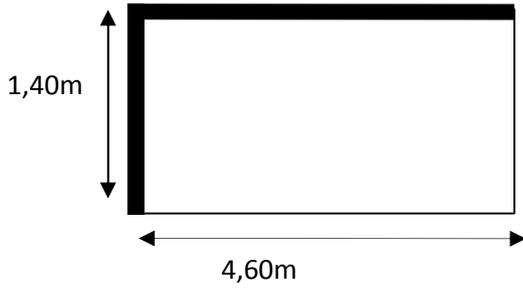
Les différents types de dalles sur deux que nous avons sont les suivantes :



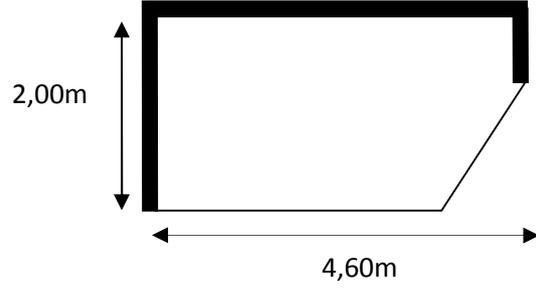
Dalle sur 2 appuis (figure 1)



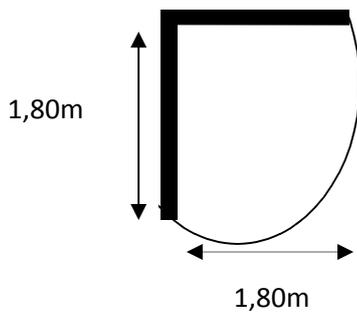
Dalle sur 2 appuis (figure 2)



Dalle sur 2 appuis (figure 3)



Dalle 2 appuis (figure 4)



Dalle sur 2 appuis (figure 5)

Figure III.18 : schémas des dalles sur deux appuis

III.3.1.1. Dalles pleines sur deux appuis (type1) :

1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- Poids des murs :

On a : $G = 2.85 \text{ KN/ml}$ (double murettes)

A l'ELU : $P = 1.35G + 1.5Q = 9.19 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS : $P = G + Q = 6.64 \text{ KN/m}^2$

$$L_x = 1.40\text{m}$$

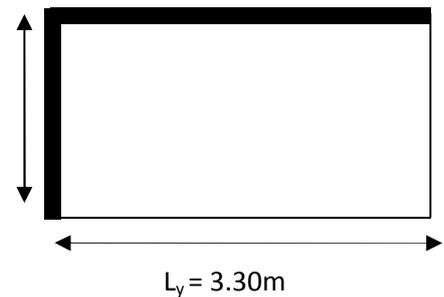


Figure III.19 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 1)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 1.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.44 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

2. Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{p_u * L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.187 \text{ KN}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 1.521 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.374 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.537 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$\begin{cases} d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + 2 \right) = 14 - (0.6 + 2) = 11.4 \text{ cm} \\ d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 2 \right) = 14 - (0.6 + 1.2 + 2) = 10.2 \text{ cm} \end{cases}$$

√ En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 1.521 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0074 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0074 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0093$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des valeurs minimales :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.48) * 1 * 0.14}{2} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$, alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

5. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0.374 \text{ KN.m}$$

Vu la faible sollicitation on ferraille avec le minimum :

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

$$A_y^t = A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_y^t = A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_y^t = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

6. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

√ Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.537 \text{ KN.m}$$

On ferraille avec le minimum :

$$A_x^a = A_y^a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

7. Vérification en cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{5.18 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III-40: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 1

Sens	Localisation	M(KN.m)	A adopté/ml
Sens X-X	En travée	1.521	4T8=2.01cm ²
	En appuis	-0.537	3T8=1.51cm ²
Sens Y-Y	En travée	0.374	4T6=1.13cm ²
	En appuis	-0.537	3T8=1.51cm ²

Vérification a l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.454 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 1.13 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.386 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_0^x = -0.4 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

Vérification des contraintes :

La dalle se situe a l'extérieur, alors la fissuration est considérée préjudiciable. On vérifie les contraintes .

Tableau III-41: résultats de calcul de la vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Remarque
Sens X-X	1.13	2	3281.66	0.688	15	vérifié
Sens Y-Y	0.386	1.8	1936.07	0.358	15	Vérifié
Appuis	-0.4	2.12	2525.94	0.335	15	vérifié

Vérification de la flèche :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.085 \leq \frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = 0.042$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{e}{L} = 0.042$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.085 \leq \frac{e}{L} = 0.042$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0009 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

La 2^{eme} et la 3^{eme} condition du BAEL ne sont pas vérifiées, alors on doit procéder à la vérification de la flèche :

q_{jser} : c'est la charge permanente qui reviens a la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} : c'est la charge permanente qui reviens a la dalle.

q_{pser} : c'est la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III-42 : vérification de la flèche

	Mj	Mg	Mp	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	f(mm)	F _{adm} (mm)	remarque
Sens Y-Y	4.04	5.94	7.68	2.88	0.52	1.61	1.25	2.70	6.6	Vérifié

Schéma de ferrailage :

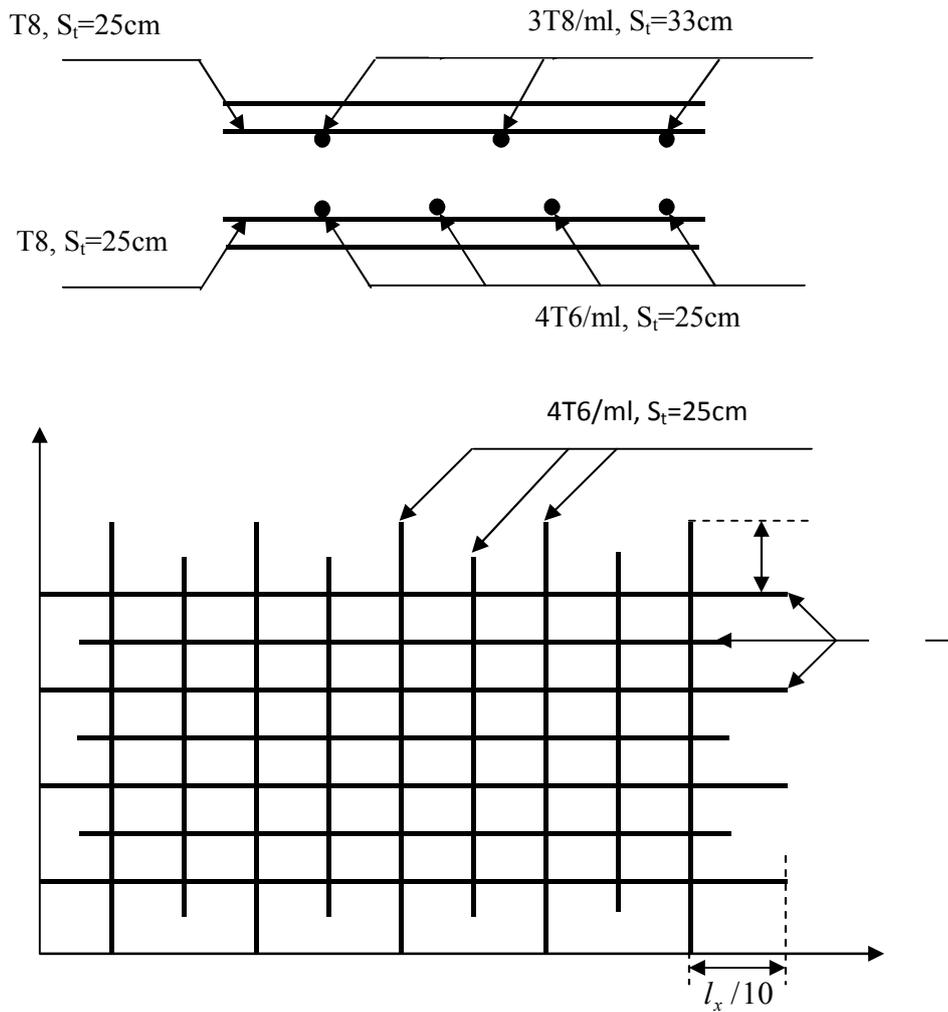


Figure III.20 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 1)

III.3.1.2. Dalles pleines sur deux appuis (type2):

1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- Poids des murs :

On a : $G = 2.85 \text{ KN/ml}$ (double murettes)

A l'ELU : $P = 1.35G + 1.5Q = 9.19 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS : $P = G + Q = 6.64 \text{ KN/m}^2$

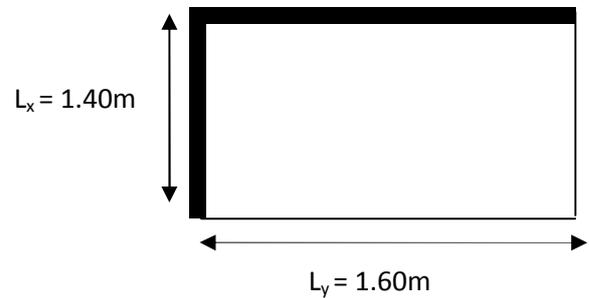


Figure III.21 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 2)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.875 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 0.875 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.634 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

2. Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{p_u * L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.128 \text{ KN}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.743 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.539 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_0^x = -0.262 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$\begin{cases} d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + 2 \right) = 14 - (0.6 + 2) = 11.4 \text{ cm} \\ d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 2 \right) = 14 - (0.6 + 1.2 + 2) = 10.2 \text{ cm} \end{cases}$$

√ En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 0.743 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0036 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.0036 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0045$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M'_x}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des valeurs minimales :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 * 10^{-4}$ pour : $f_e 400$

$$A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.875) * 1 * 0.14}{2} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$, alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

5. Espacement :

$$S_l \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

alors : $S \leq 33 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_l = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$M'_x = 0.539 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M'_x}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0026 < 0.186 \Rightarrow$$
 Le diagramme passe par le pivot A.

$\mu_{bu} = 0.0026 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0032$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M'_x}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.13 \text{ cm}^2$$

6. Vérification des valeurs minimales :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 * 10^{-4}$ pour : $f_e 400$

$$A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.875) * 1 * 0.14}{2} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$, alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

7. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

√ Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.262 \text{ KN.m}$$

On ferraille avec le minimum :

$$A_x^a = A_y^a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

8. Vérification en cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7.128 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.059 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-43: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 2

Sens	Localisation	M(KN.m)	A adopté/ml
Sens X-X	En travée	0.743	4T8=2.01cm ²
	En appuis	-0.262	3T8=1.51cm ²
Sens Y-Y	En travée	0.539	4T8=2.01cm ²
	En appuis	-0.262	3T8=1.51cm ²

Vérification a l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 0.723 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.584 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.614KN.m \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.496KN.m \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.217KN.m$$

Etat limite de compression du béton :

Vérification des contraintes :

La dalle se situe a l'extérieur, alors la fissuration est considérée préjudiciable. On vérifie les contraintes.

Tableau III-44: résultats de calcul de la vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Remarque
Sens X-X	1.13	2	3281.66	0.688	15	vérifié
Sens Y-Y	0.386	1.8	1936.07	0.358	15	Vérifié
Appuis	-0.4	2.12	2525.94	0.335	15	vérifié

Vérification de la flèche :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.084 \leq \frac{e}{L} = 0.1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = 0.0875$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.0875$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.084 \leq \frac{e}{L} = 0.0875$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Toutes les condition du BAEL sont vérifier dans les deux sens, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

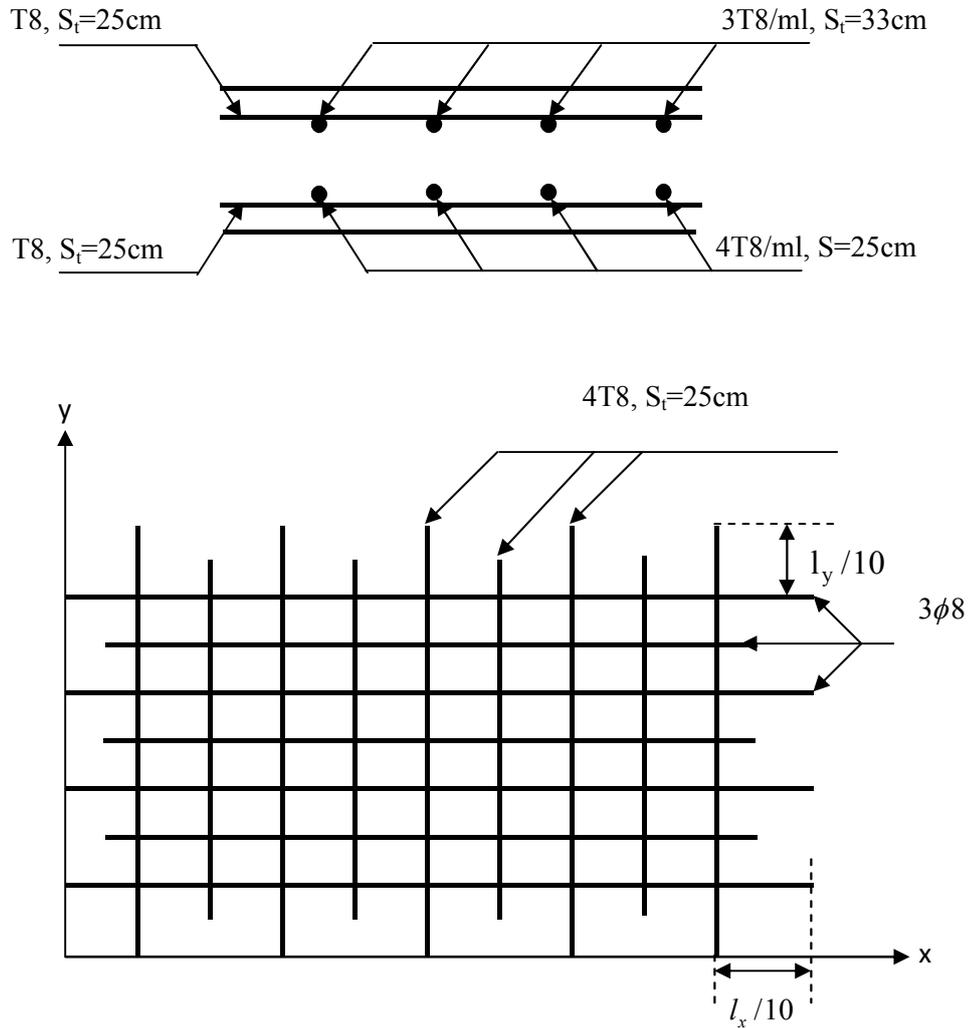


Figure III.22 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure2)

III.3.1.3. Dalles pleines sur deux appuis (type3):

1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- Poids des murs :

On a : $G = 2.85 \text{ KN/ml}$ (double murettes)

$$L_x = 1.40\text{m}$$

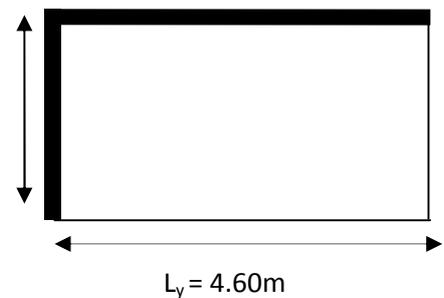


Figure III.23 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 3)

$$\mathbf{A\ 'ELU : } P = 1.35G + 1.5Q = 9.19\text{KN}/m^2$$

$$\mathbf{A\ 'ELS : } P = G + Q = 6.64\text{KN}/m^2$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.30 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens \Rightarrow flexion dans un seul sens seulement (sens Lx)

Calcul a l'ELU :

Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_U \times L^2}{8} + Q_{gu} \times L$$

$$M_U = \frac{9.19 \times 1.40^2}{8} = 2.25\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{6.64 \times 1.40^2}{8} = 1.62\text{KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_u \times L}{2} = 6.43\text{KN}$$

Ferraillage :

Armatures principales : Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

b=100cm, e=14cm, d=12cm, f_{bu}=14.2MPa

En travée : $M_t = 0.85 * M_{0u}^x = 1.91\text{KN.m}$.

En appui : $M_a = 0.4 * M_{0u}^x = 0.90\text{KN.m}$.

Tableau III.45 : Ferraillage de la dalle sur deux appuis type 3

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
travée	0.0093	0.0117	0.119	0.41	4T8=2.01
appuis	0.0044	0.0055	0.119	0.21	4T8=2.01

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33\text{cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 25\text{cm}.$$

$$S_{ty} = \min(45\text{cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25\text{cm}.$$

Vérifications :➤ **La condition de non fragilité :**

$$e = 14\text{cm} \text{ et } \rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e.$$

$$A_{\min} = 0,0008 * 1 * 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2 < A_r \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.053 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}.$$

• **A P'ELS :**✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y \quad ; \quad y = 2.40 \text{ cm} \quad ; \quad I = 3243.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.62 * 10^{-3}}{3243.26 * 10^{-8}} * 2.4 * 10^{-2} = 1.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma_s} ; \text{ avec : } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.64 * 10^{-3}}{3243.26 * 10^{-8}} * (0.12 - 0.0240) = 4.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation : [2]**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.4} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1.91}{10 * 2.25} = 0.084$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{2.01}{100 * 12} = 0.0016 < \frac{4,2}{400} = 0.0105 .$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

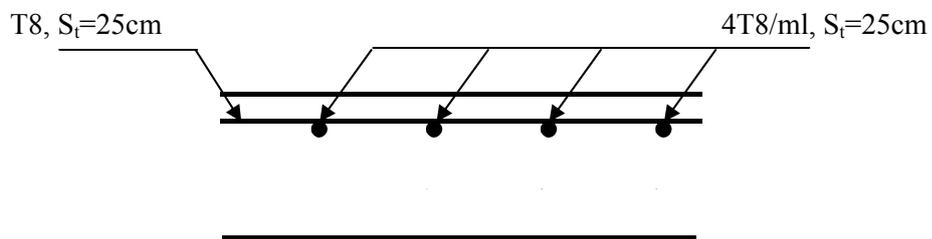


Figure III.24 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 3)

III.3.1.4. Dalles pleines sur deux appuis (type4):

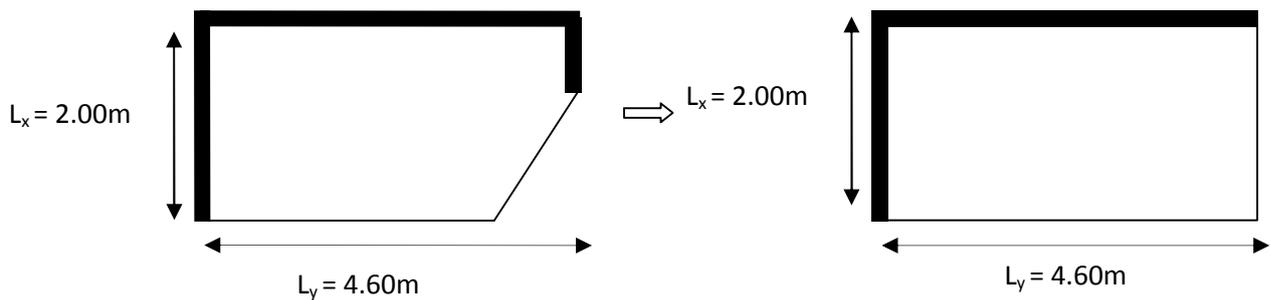


Figure III.25: schéma d'une dalle sur deux appuis (type 4)

1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1.50 \text{ KN/m}^2$$

Poids des murs :

On a : $G = 2.85 \text{ KN/ml}$ (double murettes)

$$\mathbf{A \text{ P'ELU}} : P = 1.35G + 1.5Q = 9.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{A \text{ P'ELS}} : P = G + Q = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 1.951 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.487 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

2. Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{p_u * L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.56 \text{ KN}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 1.658 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.413 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.585 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$\begin{cases} d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + c \right) = 14 - (2) = 12 \text{ cm} \\ d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c \right) = 14 - (3) = 11 \text{ m} \end{cases}$$

√ En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 1.658 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0036 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0081 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0101$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 3.98 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des valeurs minimales :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.43) * 1 * 0.14}{2} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_s$, alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

5. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0.413 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0024 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0024 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0030$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Vu la faible sollicitation on ferraille avec le minimum :

$$M_y^t = 0.413 \text{ KN.m}$$

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

$$A_y^t = A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_y^t = A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_y^t = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

6. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

√ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.585 \text{ KN.m}$$

On ferraille avec le minimum :

$$A_x^a = A_y^a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

7. Vérification en cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7.56 * 10^{-3}}{1 * 0.11} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.068 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-46: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 4

Sens	Localisation	M(KN.m)	A adopté cm ² /ml
Sens X-X	En travée	1.658	4T12=4.52
	En appuis	-0.585	3T8=1.51
Sens Y-Y	En travée	0.413	4T6=1.13
	En appuis	-0.585	3T8=1.51

Vérification a l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.88 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 2.453 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.748 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.864 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'extérieur, alors la fissuration est considérée préjudiciable. On vérifie les contraintes.

Tableau III-47: résultats de calcul de la vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Remarque
Sens X-X	2.453	3.8	6387.93	0.688	15	vérifié
Sens Y-Y	0.748	1.7	1629.77	0.780	15	Vérifié
Appuis	-0.864	2.0	2531.66	0.682	15	vérifié

Vérification de la flèche :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{e}{L} = 0.07$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.07$$

$$\frac{M_x'}{10 \times M_0} = 0.085 > \frac{e}{L} = 0.07$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\text{Sens Y-Y : } \begin{cases} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_x'}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{e}{L} = 0.03$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{e}{L} = 0.03$$

$$\frac{M_x'}{10 \times M_0} = 0.085 > \frac{e}{L} = 0.03$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0009 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

les 2^{eme} conditions du BAEL ne sont pas vérifiées alors on doit procéder à la vérification de la flèche :

q_{jser} : c'est la charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} : c'est la charge permanente qui revient à la dalle.

q_{pser} : c'est la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III-48 : vérification de la flèche

	Mj	Mg	Mp	f_{ji} (mm)	F_{gi} (mm)	F_{pi} (mm)	F_{gv} (mm)	f(mm)	F_{adm} (mm)	remarque
Sens X-X	1.263	1.866	2.397	0.057	0.085	0.109	0.255	0.222	4.0	Vérifié
Sens Y-Y	0.316	0.466	0.599	0.080	0.118	0.152	0.356	0.309	9.2	Vérifié

Schéma de ferrailage :

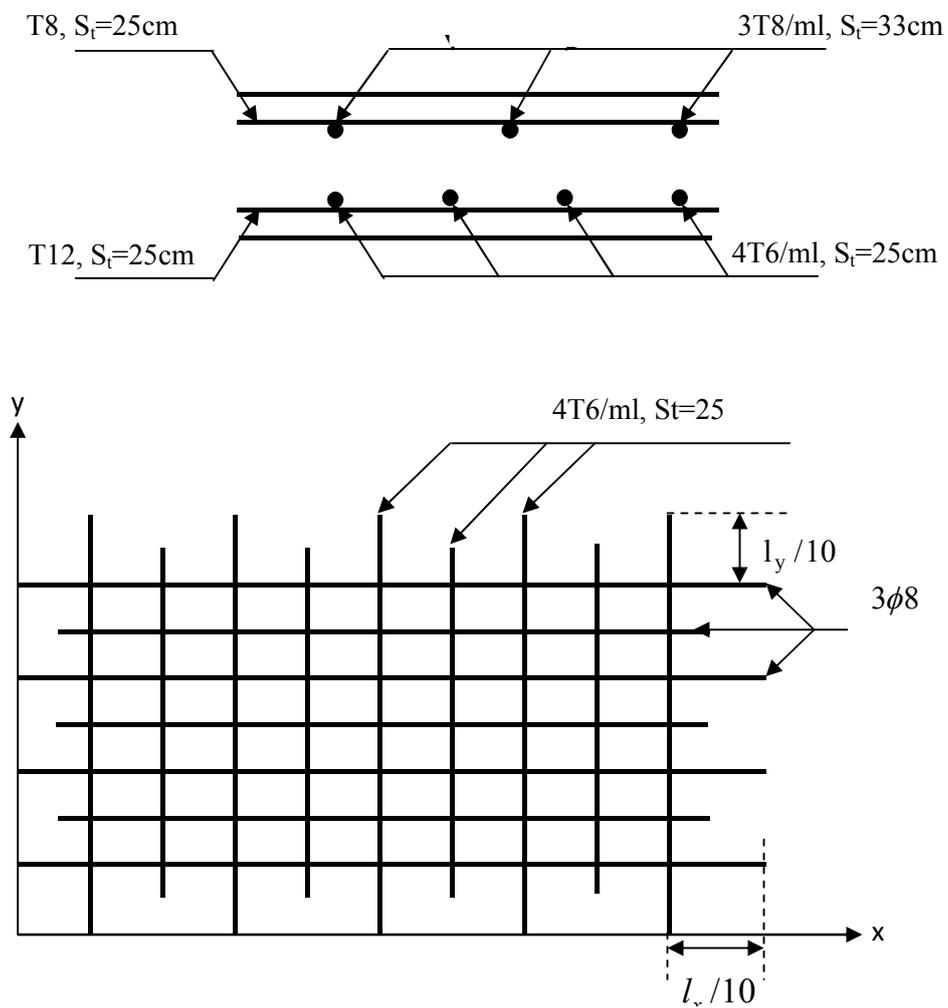


Figure III.26 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 4)

III.3.1.5. Dalles pleines sur deux appuis (type5):

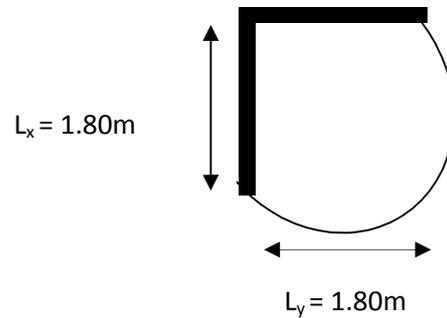


Figure III.27 : schéma d'une dalle sur deux appuis (type 5)

1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle :

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- Poids des murs :

On a : $G = 2.85 \text{ KN/ml}$ (double murettes)

$$\text{A l'ELU : } P = 1.35G + 1.5Q = 9.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P = G + Q = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

2. Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_u * L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.51 \text{ KN}$$

• **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.926 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.926 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.327 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$\begin{cases} d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + 2 \right) = 14 - (2) = 12 \text{ cm} \\ d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 2 \right) = 14 - (3) = 11 \text{ cm} \end{cases}$$

√ **En travée :**

Sens X-X :

$$M_x^t = 0.926 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0045 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0045 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0056$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.22 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des valeurs minimales :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 1) * 1 * 0.14}{2} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$ alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

5. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$M_x^t = 0.926 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0053 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0053 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0056$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.24 \text{ cm}^2$$

6. Vérification des valeurs minimales

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

$$A_y^t = A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \text{ pour : } f_e 400$$

$$A_y^t = A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_y^t = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$, alors : on ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

7. Espacement :

$$S_t \leq \min(3 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{alors : } S \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

√ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.327 \text{ KN.m}$$

On ferraille avec le minimum :

$$A_x^a = A_y^a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

8. Vérification en cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{5.51 * 10^{-3}}{1 * 0.11} = 0.050 MPa$$

$$\tau_u = 0.050 MPa < \tau_{adm} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 MPa$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-49: ferrailage de la dalle sur deux appuis type 4

Sens	Localisation	M(KN.m)	A adopté/ml
Sens X-X	En travée	0.926	4T8=2.01cm ²
	En appuis	-0.327	3T8=1.51cm ²
Sens Y-Y	En travée	0.926	4T6=1.13cm ²
	En appuis	-0.327	3T8=1.51cm ²

Vérification a l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 1.075 KN.m$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 1.075 KN.m$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.913 KN.m \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.913 KN.m \end{cases}$$

• Moments en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.322 KN.m$$

Etat limite de compression du béton :

Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'extérieur, alors la fissuration est considérée préjudiciable. On vérifie les contraintes.

Tableau III-50: résultats de calcul de la vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Remarque
Sens X-X	1.075	2	3281.66	0.554	15	vérifié
Sens Y-Y	1.075	1.8	1936.07	0.846	15	Vérifié
Appuis	-0.322	2.12	2525.94	0.270	15	vérifié

Vérification de la flèche :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = 0.077$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.077$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.085 > \frac{e}{L} = 0.1 \quad \text{non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = 0.077$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 \leq \frac{e}{L} = 0.077$$

$$\frac{M_x^t}{10 \times M_0} = 0.085 \leq \frac{e}{L} = 0.077 \quad \text{non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Toutes les conditions du BAEL ne sont pas vérifiées alors on doit procéder à la vérification de la flèche :

q_{jser} : c'est la charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} : c'est la charge permanente qui revient à la dalle.

q_{pser} : c'est la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III-51 : vérification de la flèche

	Mj	Mg	Mp	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	f(mm)	$F_{adm}(\text{mm})$	remarque
Sens X-X	0.425	0.624	0.806	0.072	0.016	0.031	0.014	0.062	3.6	Vérifié
Sens Y-Y	0.425	0.324	0.806	0.073	0.016	0.031	0.024	0.063	3.6	Vérifié

Schéma de ferrailage :

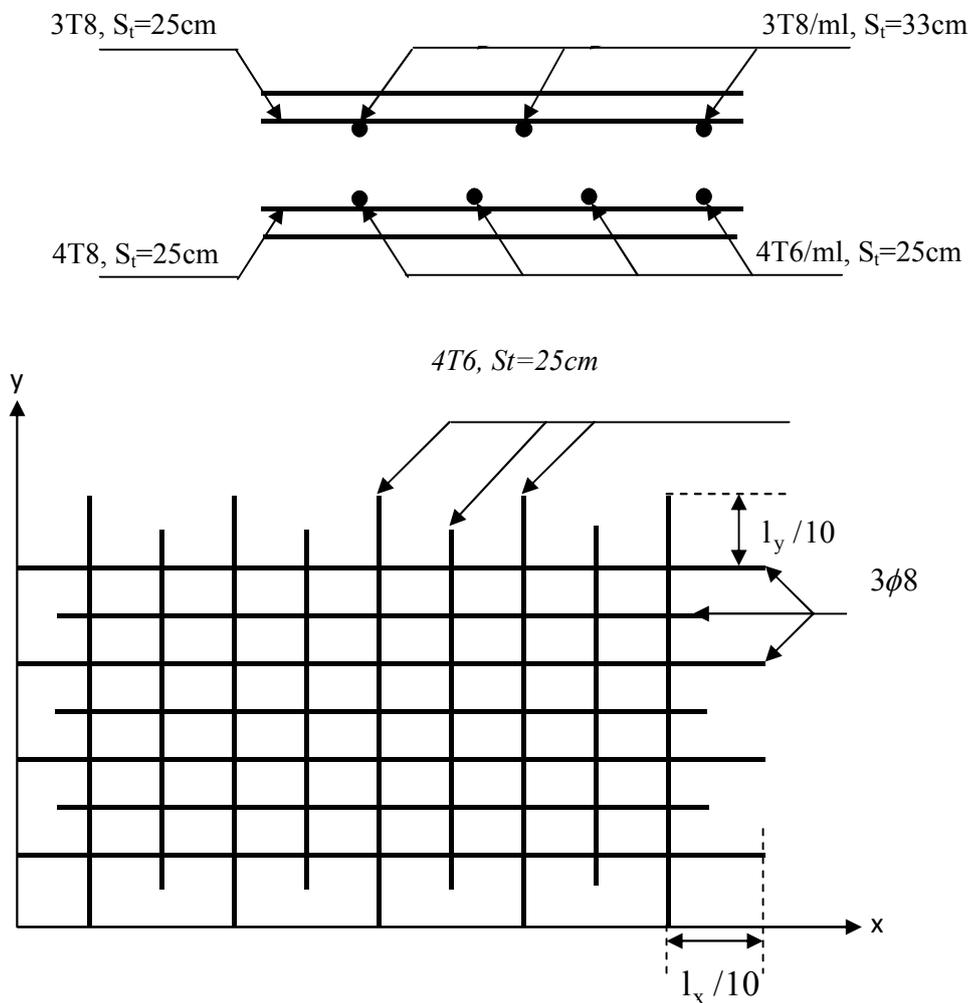


Figure III.28 : schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis (figure 5)

III.3.2. Les dalles sur 4 appuis :

III.3.2.1. Dalles pleines sur 4 appuis (type1) :

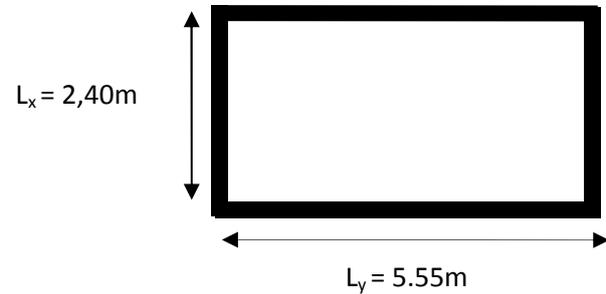


Figure III.29 : schéma d'une dalle sur quatre appuis (type 1)

$$l_x = 2,40\text{m}, l_y = 5,55 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,43 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

1. Calcul des sollicitations :

- **A P'ELU :**

$$\text{On a : } G = 5.14 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5\text{KN/m}^2.$$

$$q_x = 1,35G + 1,5Q = 12.19 \text{ KN / m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_x = 0,1062 \times 12,19 \times 2,40^2 = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,2500 \times 7.45 = 1.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_t^x = 0,85 \times 7.45 = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 1.84 = 1.58 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5M_x = -0,5 \times 7.45 = 3.72 \text{ KN.m}$$

a) Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$\left\{ d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + 2 \right) = 14 - (0.6 + 2) = 11.4 \text{ cm} \right.$$

$$\left\{ d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 2 \right) = 14 - (0.6 + 1.2 + 2) = 10.2 \text{ cm} \right.$$

2. Ferrailages :

Tableau III-52 : Ferrailage de dalle sur quatre appuis type 1

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
travée	x-x	6.33	0.031	0.04	1.54	1.43	4HA8=2.01
	y-y	1.58	0.0077	0.097	0.38	1.12	4HA8=2,01
appui	y-y	3.72	0.018	0.023	0.89	1.44	4HA8=2,01
	x-x						

3. Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte $St_y = 20 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on adopte $St_x = 25 \text{ cm}$.

4. Vérifications :

a. la condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

b. l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$.

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.19 \times 5,55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,43}{2}} = 27.84 KN$$

$$\tau_u = \frac{36,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,198 MPa < 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c. à l'ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1087 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_x = 0,1087 \times 8.64 \times 2.40^2 = 5.40 KN.m \\ M_y = 0,3402 \times 5.40 = 1.84 KN.m \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 4.59 KN.m$$

$$M_{tser}^y = 1.56 KN.m$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01 cm, \quad b = 100 cm, \quad d = 12 cm.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.40 cm.$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 3243.26 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.39 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_x = 2,01 \text{ cm} ; \quad y = 2.40 \text{ cm} ; \quad I = 3236,34 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

Tableau III-53 : vérification de la flèche

	Mj	Mg	Mp	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	f(mm)	F _{adm} (mm)	remarque
Sens X-X	1.53	2.25	3.79	0.46	0.10	0.25	0.15	0.46	4.8	Vérifié
Sens Y-Y	0.68	1.00	1.69	1.08	0.24	0.60	0.36	1.08	10.5	Vérifié

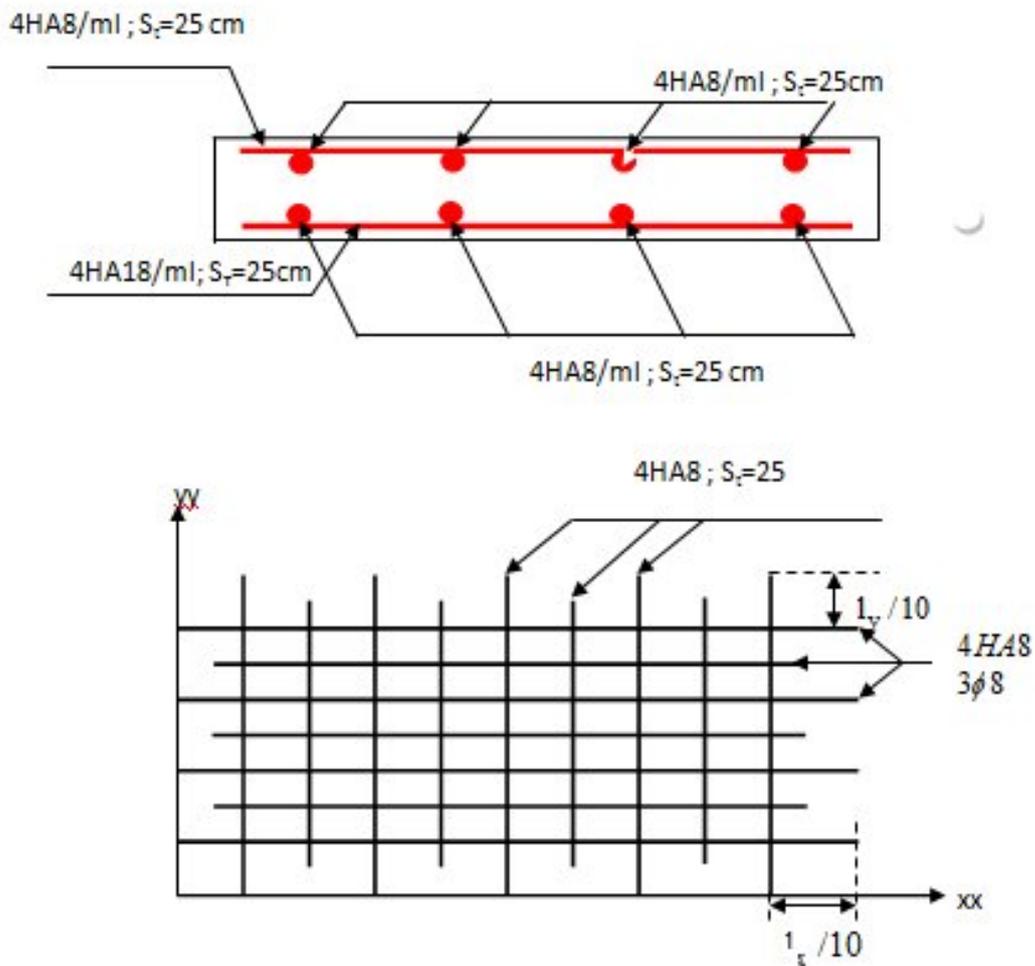


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.3.2.2. Dalles pleines sur 4 appuis (type2):**a) évaluation des charges :**

$$G = 5.14 \text{ KNm}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KNm}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.19 \text{ KN.m}$$

$$L_x = 4.60 \text{ m}$$

$$L_y = 7.90 \text{ m}$$

$$\rho = 0.582 > 0.4$$

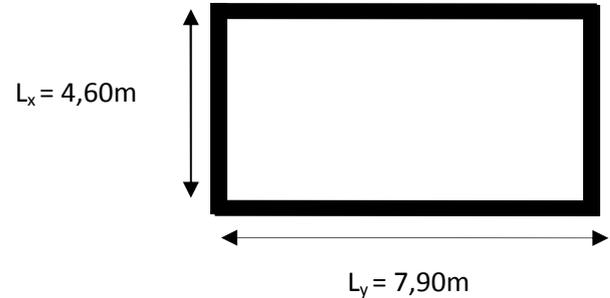


Figure III.31 : schéma d'une dalle sur quatre appuis (type 2)

Donc la dalle travaille dans les deux sens

b) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.08510$$

$$\mu_y = 0.2703$$

$$M_x = 21.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.93 \text{ N.m}$$

Calcul des moments réel :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 18.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 5.04 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 10.97 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

c) Le ferrailage :

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte un } \phi = 1.2 \text{ cm alors}$$

$$d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + 2 \right) = 14 - (0.6 + 2) = 11.4 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 2 \right) = 14 - (0.6 + 1.2 + 2) = 10.2 \text{ cm}$$

d) Ferrailages :

Tableau III-54 : Ferrailage de dalle sur quatre appuis type 1

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\text{cm}^2 / ml)$	$A_{min}(\text{cm}^2 / ml)$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / ml)$
travée	x-x	18.65	0.091	0.012	4.69	1.35	6HA10=4.71
	y-y	5.04	0.024	0.031	1.22	1.12	4HA8=2,01
appui	y-y	10.97	0.053	0.069	2.7	1.44	6HA8=3.02
	x-x						

e) Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$.

$S_t = 17 \text{ cm}$.

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$.

$S_t = 25 \text{ cm}$.

f) Vérification :

➤ à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**
>0.4., $e \geq 12 \text{ cm}$.

Donc

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times e$$

Pour l'acier HAfe400 et $\phi > 6mm$ on prend $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{\min x} = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = 0.96 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiées}$$

• **vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 21,73 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 33.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.32}{1 \times 0.12} = 0.277 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ (il n'ya pas de risque de rupture par cisailment)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ (il n'ya pas d'armatures transversales)

➤ **à l'ELS :**

$$P_S = 8.64 \text{ KN / ml}$$

$$\mu_x = 0.0897$$

$$\mu_y = 0.4462$$

$$M_0 = 16.40 \text{ KN .m}$$

$$M^{t \text{ xser}} = 13.93 \text{ KN .m}$$

$$M^{t \text{ yser}} = 6.22$$

• **la vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12 \text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3,47 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^3 = 6626.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 8.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau III-55 : vérification de la flèche

	Mj	Mg	Mp	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	f(mm)	F _{adm} (mm)	remarque
Sens X-X	5.64	8.29	13.93	8.21	1.86	8.63	2.73	12.25	12.9	Vérifiée
Sens Y-Y	2.51	3.70	6.21	8.67	1.66	10.97	4.23	13.74	9.20	Non Vérifiée

Selon y-y la condition de flèche n'est pas vérifiée, alors on doit augmentée la section d'armateur.

Soit : $A_s^y = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$.

Tableau III-56 : vérification de la flèche nouvelle

	Mj	Mg	Mp	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	f(mm)	F _{adm} (mm)	remarque
Sens X-X	5.64	8.29	13.93	8.21	1.86	8.63	2.73	12.25	12.9	Vérifié
Sens Y-Y	2.51	3.70	6.21	6.79	1.44	6.51	2.89	8.97	9.2	Vérifié

d) schéma de ferrailage :

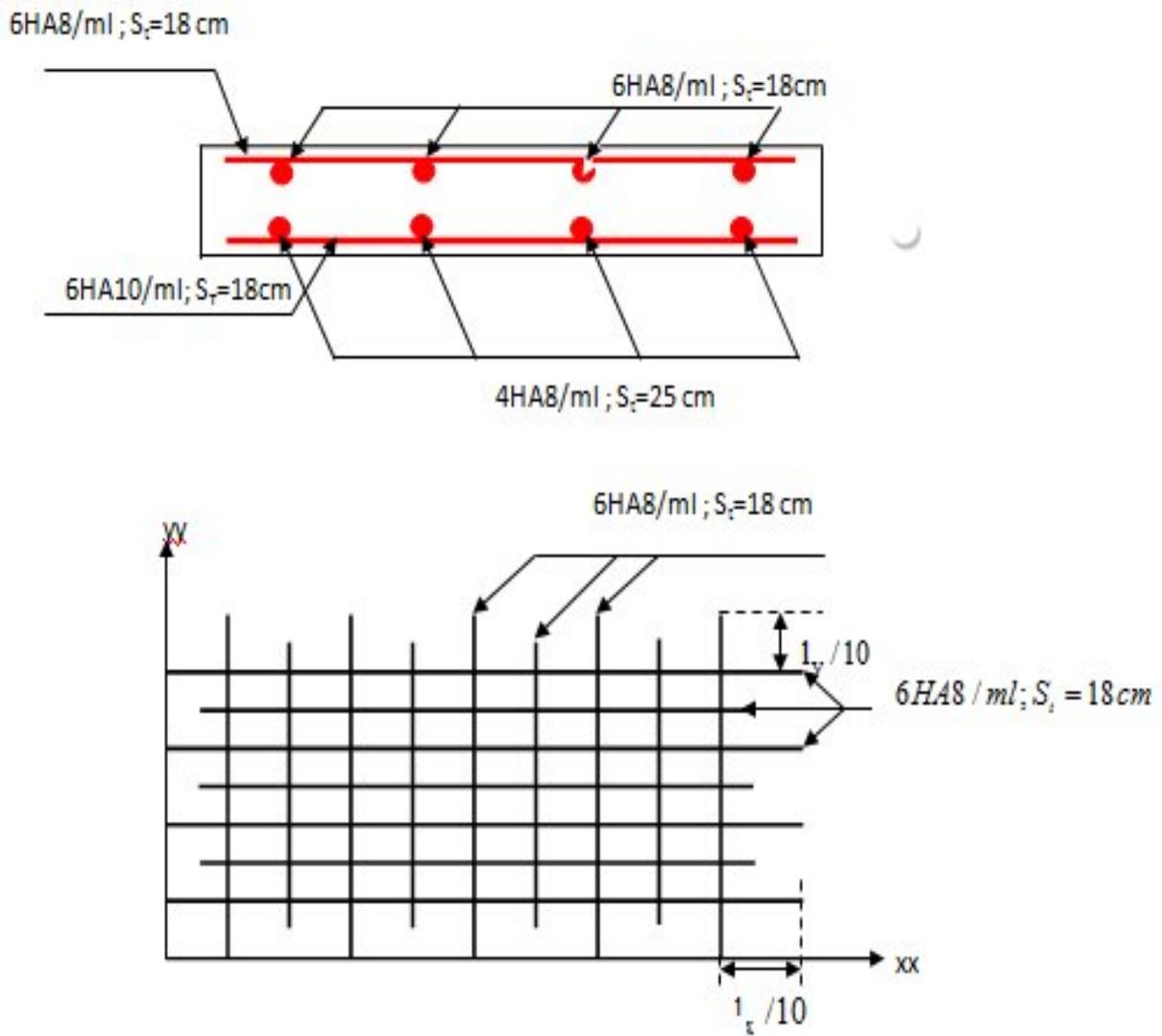


Figure III.32 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.4. Étude de l'ascenseur :

III.4.1. Description de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur (ou gaine d'ascenseur).

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouvent au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm

III.4.2. Étude de la dalle d'ascenseur :

Calcul du premier type de dalle :

a) Les charges appliquées sur la dalle sont :

➤ Charge permanente :

- g_1 = poids propre de la dalle = $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- g_2 = poids de la cabine + machinerie + contrepoids
- $g_2 = 16.3 \text{ KN/m}^2$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Soit : } G = g_1 + g_2 = 20.05 \text{ KN/m}^2$$

- $P_u = (1.35G + 1.5Q).1 = 139.45 \text{ KN/m}^2$
- $P_{ser} = G + Q = 25.05 \text{ KN/m}^2$

$$L_y = 1.90 \text{ m}, L_x = 1.40 \text{ m}$$

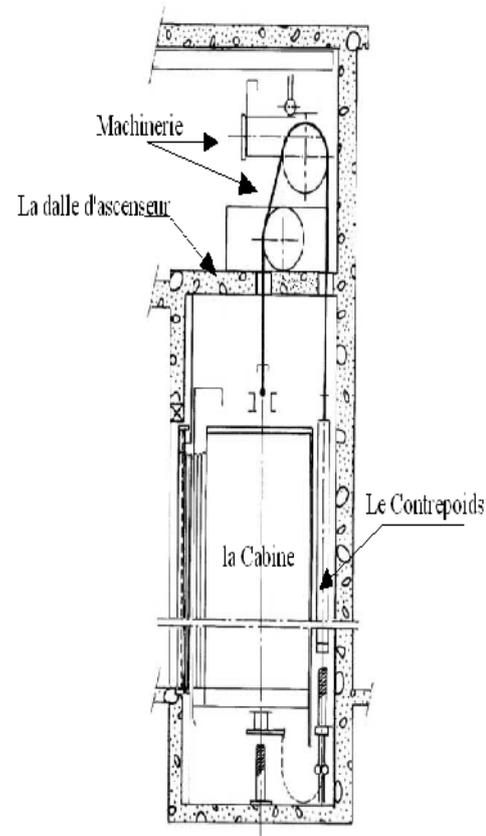


Figure III.33 : Schéma de l'ascenseur

La dalle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0=20$ cm selon le critère de coupe feu.

On a $P=103.3$ KN.

$h_0=20$ cm : épaisseur de la dalle.

$h_t= 4$ cm : revêtement en béton.

a_0 et u dimensions // $l_x=1.40$ m.

b_0 et V dimensions // $l_y=1.90$ m.

U et V les cotes du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

L_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

Avec $U = a_0 + h_0 + h_1$.

$$V = b_0 + h_0 + h_1.$$

Et : =1 (revêtement en béton) $v=1$ m/s. ($a_0= b_0=69$ cm)

h_1 : espacement du revêtement (5cm)

$$U = 80+20+2*5=110$$

$$V = 80+20+2*5=110$$

Calcul a l'ELU :

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2)$$

$M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1)$ avec v : coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0.2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donné en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} , \frac{U}{l_x} , \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.90} = 0.73 > 0.4 , \frac{U}{l_x} = \frac{110}{140} = 0.78 , \frac{V}{l_y} = \frac{110}{190} = 0.57$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$M_2=0.074$$

$$M_1=0.051$$

$$P_u=1.35*103.3=139.45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1}= 139.45*0.074=10.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}= 139.45*0.051=7.11 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0646 \quad \mu_y = 0.4780$$

$$q_u=1.35G+1.5Q$$

$$G=25(0.2+0.05)=6.25\text{KN/ml}$$

$$Q=1\text{KN/ml} \longrightarrow q_u=9.93\text{KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0646 * 9.93 * 1.4^2 = 1.257\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.4780 * 1.257 = 0.6\text{KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments max agissent au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.31 + 1.0257 = 11.56\text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.11 + 0.6 = 7.71\text{KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appuis sont :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.56 = 9.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.71 = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 11.56 = 3.46 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Sens X-X :

$$M_x^t = 9.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.021 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.021 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont ne pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.026$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s=4T8=2.01 \text{ cm}^2$.

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.014 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.014 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont ne pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0179$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_y^t}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 1.05 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s=4T8=2.01 \text{ cm}^2$.

√ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.075 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.07 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0094$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M'_{x}}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{st}} = 0.55 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , soit : $A_s=4T8=2.01 \text{ cm}^2$.

Vérification de la condition de non fragilité :

$h_0=20\text{cm} > 12 \text{ cm}$.

$$\rho = 0.73 > 0.4 \Rightarrow$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0 \rightarrow \rho = 0.0008$$

$$A_x^{\min} = \left(\frac{3 - 0.73}{2} \right) \times 0.0008 \times 0.2 = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{verifié}$$

$$A_{ty} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{verifié}$$

Vésication au poinçonnement:

On doit vérifier : $P_u \leq 0.045 \times u_c \times b \times f_{c28} / \gamma_b$

avec U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$u_c = 2(U + V) = 2 \times 220 = 440 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow P_u = 139.45 < 660 \text{ KN} \dots\dots \text{verifié}$$

Le diamètre des barres :

On doit vérifier :

$$\phi_{\max} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ cm} \dots\dots \text{verifié}$$

Les espacements :

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = (45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{P_u}{u_{cx}} = \frac{139.45}{4.4 \times 0.18} = 0.175 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifié}$$

Vérification a l'ELS :

$$P_s = G + Q = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Evaluation des moments dus au système de levage :

A l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 0.0708 \times 1.4^2 \times 7.25 = 1.006 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{ox} = 0.6188 \times 1.006 = 0.622 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 103.3(0.074 + 0.2 \times 0.051) = 9.697 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 103.3(0.051 + 0.2 \times 0.074) = 6.797 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85(1.006 + 8.697) = 8.247 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85(6.797 + 0.622) = 6.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -2.91 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peut nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Sens X-X :

En travée : $M_t = 8.697 \text{ KN.m}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d \Rightarrow y = 4.1 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8122.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.697 \times 10^{-3}}{8122.64} \times 4.1 \times 10^{-2} = 4.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Etat limites d'ouvertures des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

État limite de déformation de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{140} = 0.142 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{20}{140} = 0.142 \geq \frac{0.8697}{10 \times 0.9703} = 0.0896 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Calcul du deuxième type de dalle :

On a : P=F_c=102KN

$$P_u = 1.35 \times 102 = 137.7 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 137.7 \times 0.074 = 10.189 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 137.7 \times 0.051 = 7.022 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 1.257 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

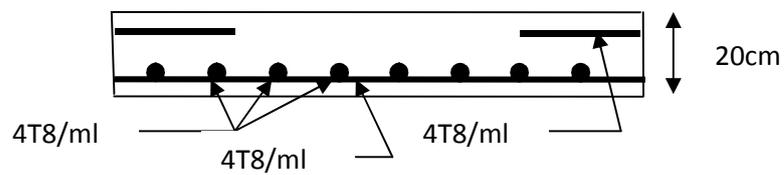
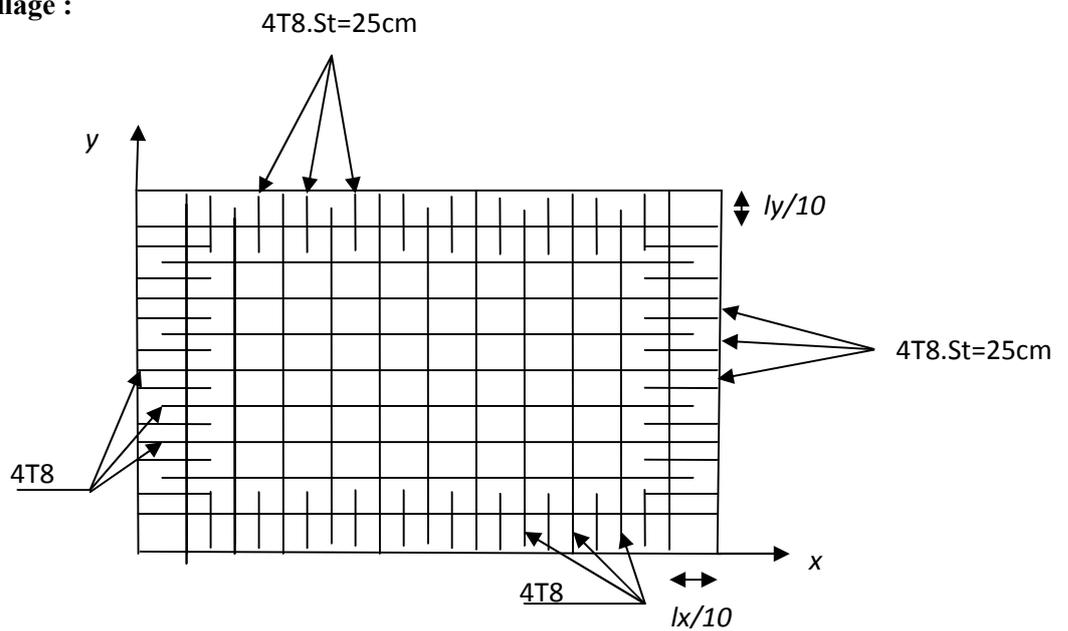
$$M_x = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7.62 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.3 \times 11.44 = 3.43 \text{ KN.m}$$

On remarque que les sollicitation sont moins défavorable que celles trouvées dans le 1^{er} type de dalle, donc on adopte le même ferrailage.

Schéma de ferrailage :



III.5. Étude des escaliers :

III.5.1. Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

$G_v = 11.46 \text{ KN/m}^2$

$G_p = 6.10 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS : $q_s = G + Q$

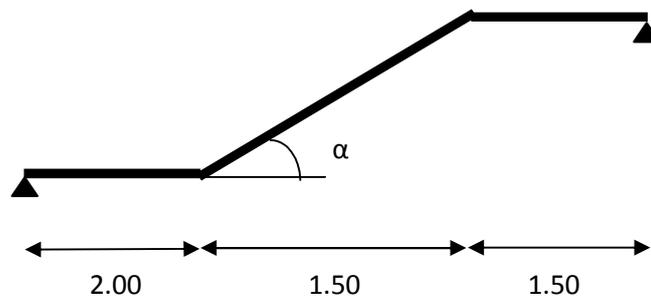
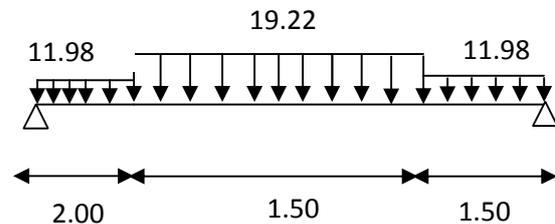


Tableau III-57 : Calcul du chargement

	$q_{\text{voilée}} \text{ (KN/m)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/m)}$
l'ELU	19.22	11.98
l'ELS	13.96	8.60

Calcul des sollicitations :



Par la méthode de RDM on trouve :

a) l'ELU :

- $R_A = 34.84 \text{ KN}$
- $R_B = 35.93 \text{ KN}$
- $M_0 = 48.80 \text{ KN.m}$
- $V_U = 35.93 \text{ KN}$
- $M_t = 36.60 \text{ KN.m}$
- $M_a = 24.40 \text{ KN.m}$

b) l'ELS :

- $R_A = 25.11 \text{ KN}$
- $R_B = 25.92 \text{ KN}$
- $M_0 = 35.28 \text{ KN.m}$
- $V_S = 25.92 \text{ KN}$
- $M_t = 29.98 \text{ KN.m}$
- $M_a = 14.11 \text{ KN.m}$

Figure III.36 : schéma statique de l'escalier

III.5.2. Ferrailage:

b=100 cm, d=16 cm, h=18 cm.

Tableau III.58 : Résumé des résultants de ferrailage

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$
En travée	36.60	0.10	0.133	0.151	6.94	5HA14 =7.7
En appuis	24.40	0.0672	0.087	0.154	4.54	5HA12=5.65

Vérification :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.16 * 2.1 / 400 = 1.93 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35.93 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.224 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{condition vérifiée.}$$

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r = 7.7 / 4 = 1.925 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 4HA8=2.01 cm² ; St=25 cm.

$$\text{En appui : } A_r = 5.65 / 4 = 1.412 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 3HA8 =1.51 cm² ; S_t=33 cm.

- **Écartement des barres :**

-armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

On adopte: S_t=20 cm (en travée).

S_t=20 cm (en appui).

-armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 * h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$

On adopte : S_t=25 cm (en travée).

S_t=35 cm (en appui).

• A P'ELS :

✓ **État limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **État limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.59 : Vérification des contraintes

localisation	M _{ser} (KN.m)	I(m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ (Mpa)	σ _{bc} < σ̄
appuis	29.98	0.0001424	0.0442	4.388	15	Vérifiée
Travées	14.11	0.000181	0.0503	8.320	15	Vérifiée

σ_{bc} < σ̄ ⇒ Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression.

Vérification de l'état limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{18}{522} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots 1^{\text{er}}$ condition non vérifié

$$\frac{h}{L} = 0.034 \leq \frac{27.355}{10 \times 32.183} = 0.084 \dots\dots\dots 2^{\text{eme}} \text{ condition non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{100 \times 16} = 0.0042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots 3^{\text{eme}} \text{ condition vérifié}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche, et les résultats sont comme suite :

Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$

$y = 4.42 \text{ cm}, I = 18100 \text{ cm}^4$.

$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$

$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$

$A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

Les résultats suivants ont été établis à l'aide du logiciel Excel :

Tableau III.60 : résumé du calcul de flèche

F _{c28} MPa	Portée m	Largeur m	M _{jsr} KN.m	M _{gsr} KN.m	M _{psr} KN.m	f _{gv} mm	f _{pi} mm	f _{ji} mm	f _{gi} mm
25	5.00	1.00	13.14	23.35	29.98	3.03	2.42	0.86	1.64

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 3.03 + 2.42 - 0.86 - 1.64 = 2.95 \text{ mm} \Rightarrow f_{adm} = 10 \text{ mm}$$

b-) Deuxième partie :

$$M_u = -[2.7 \times 1.4 + 19.22 \times 1.4 \times 0.7] = 22.615 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 2.7 + 19.22 \times 1.4 = 29.608 \text{ KN}$$

Ferraillage à l'encastrement: les résultats de calculs sont résumés ci-dessous

Tableau III.61 : Résultat de ferraillage

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{Adobté} (cm ²)
22.615	0.0623	0.0805	0.154	4.199	4HA12 = 4.52

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

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f} = \frac{0.23 \times 0.16 \times 1 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$)

Armatures de réparation :

Puisque il existe un chargement (le garde de corps), les armatures de répartition sont :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8=1.51 cm²

Vérification à l'ELS :**- État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = \frac{13.96 \times 1.4^2}{2} + 2.7 \times 1.4 = 16.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s) \times y - 15 \times (d \times A) = 0 \Rightarrow y = 4.02 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2] \Rightarrow I = 11890 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

- **État limite de déformation :**
- **déformation : CBA93-État limite de déformation**

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$h=18\text{ cm}$, $A=3.93\text{ cm}^2$, $l=1.40\text{ m}$.

1) $\frac{h}{l} = 0.128 > \frac{1}{16}$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.128 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.1$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0024 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

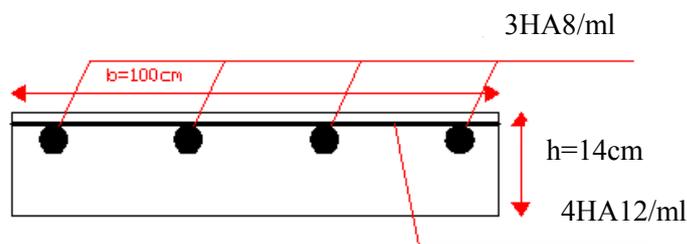
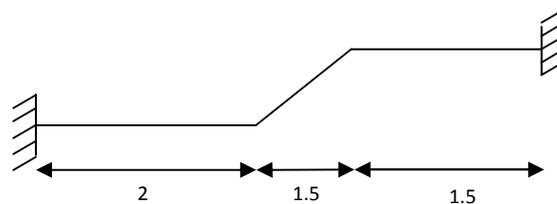


Figure III.37 : Schéma de ferrailage de la console

III.5.3. Calcul de la poutre brisé :

-Pré dimensionnement :



$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{526}{15} = 35.06\text{ cm} \leq h \leq \frac{526}{10} = 52.6\text{ cm}$$

On prend $h = 45\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{1.8} \Rightarrow \alpha = 29.05$$

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

RPA préconise : $h \geq 30 \text{ cm.}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{35} = 1.285$$

-Calcul des efforts internes par la méthode de la RDM :

$$G_0 = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN}$$

$$G_{mur} = 1.66 \times 2.85 = 4.731 \text{ KN.}$$

La réaction de la volée+le pallier au niveau de l'appuis (AetB) : $P=34.84 \text{ KN/m.}$

En plus de son poids propre la poutre palière reprend le poids des escaliers.

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times (3.93 + 4.73) + 34.84 = 49.83 \text{ KN / m.}$$

$$M_0 = \frac{49.83 \times (5)^2}{8} = 155.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 155.75 = 132.36 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times 155.75 = -77.86 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{49.83 \times 5}{2} = 124.75 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$q_s = (3.93 + 4.73) + 25.11 = 33.77 \text{ KN / m.}$$

$$M_0 = \frac{33.77 \times 25}{8} = 105.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 \times 105.53 = 89.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 105.53 = 52.76 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de ferrailage en flexion simple :

Tableau III.62 : ferrailage la poutre brisée

	$M \text{ (KN. m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Adobté} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	132.36	0.194	0.272	0.356	10.67	4HA14+4HA12 = 10.68
En appuis	77.86	0.114	0.151	0.357	5.95	4HA14 = 6.16

1. Vérification à l'E.L.U**- Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{124.75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 1.54 MPa < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (124.75 \times 10^{-3} - \frac{132.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,40}) \times \frac{1,15}{400} = -6.98 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Calcul de l'espacement St

1) $St \leq \min(0,9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 36 \text{ cm}$. On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

2. Calcul à la torsion : $\Omega = 1000 \text{ cm}^2$, $e = (30/6) \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$, $U = 130 \text{ cm}$.

4.1. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{\text{tor}} = 24.46 \text{ KN} \cdot \text{m}$

4.2. Les armatures longitudinales :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 4.57 \text{ cm}^2$$

3. Vérification de la condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$.

4. Section d'armature longitudinale à prendre

- En travée : $A = 10.68 + 3.375 \Rightarrow A = 14.05 \text{ cm}^2$, on opte : $A = 4T16 + 4T14 = 14.20 \text{ cm}^2$
- En appui : $A = 6.16 + 3.375 \Rightarrow A = 9.535 \text{ cm}^2$, on opte : $A = 4T14 + 4T12 = 10.68 \text{ cm}^2$

5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{\text{flexion}} = 0,652 MPa; \tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = 0.244 MPa$$

$$\sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flex}}^2} \leq \tau_{\text{adm}} = 3.25 MPa \Leftrightarrow \sqrt{0.244^2 + 1.039^2} = 1.14 \leq 3,25 \Rightarrow 0.045 \leq 10,56 \dots \text{Vérifié}$$

6. Armatures transversales : On opte St = 15cm en travée et St = 10cm en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow \begin{aligned} A_{tor}^t &= 0.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^t &= 0.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{aligned}$$

- **Section d'armature transversale à prendre**

- En travée : $A = 0.45 + 0.171 \Rightarrow A = 0.62 \text{ cm}^2$
 - En appui : $A = 0.3 + 0.171 \Rightarrow A = 0.41 \text{ cm}^2$
- On choisit : un cadre et un étrier de T8=2.01 cm²

7. Vérification à l'E.L.S

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

- **Au appuis :** $M_a = 52.76 \text{ KN.m}; \quad y = 9 \text{ cm}; \quad I = 133291.54 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{52.76 \times 10^{-3}}{133291.54 \times 10^{-8}} \times 16 \times 10^{-2} = 6.333 < \overline{\sigma}_{bc}$. Condition vérifié.

- **En travée :** $M_t = 89.70 \text{ KNm}; \quad y = 17.76 \text{ cm}; \quad I = 161446.03 \text{ cm}^4$.

-

$\sigma_{bc} = 9.86 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

6. Schéma de ferrailage :

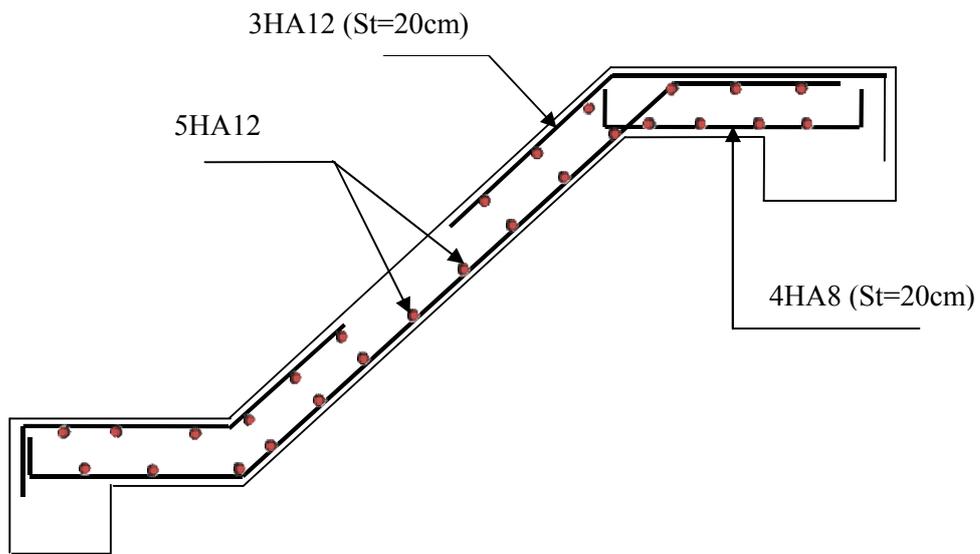


Figure III. 38: Schéma de ferrailage de l'escalier tous type

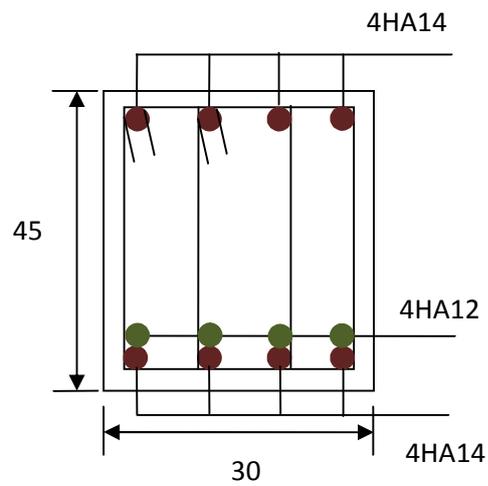


Figure III. 39: Schéma de ferrailage de la poutre brisé

Etude au séisme

IV. Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie plusieurs séismes de magnitude importante ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

Pour l'étude d'une structure vis-à-vis d'une secousse sismique, la détermination d'un model qui tient compte le plus correctement possible des masses et les raideurs des éléments est une phase très importante.

IV.1. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. méthodes utilisables :

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 accélogrammes.

Le bâtiment étudié, ne satisfait pas aux conditions de régularité en élévation et en plan, mais la hauteur est inférieure à 65m (**zone.III**). On choisit la méthode statique équivalente.

- **Principe de la méthode :** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- **Calcul de la force sismique totale :**
La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Groupe d'usage : groupe 02.
- Zone sismique : zone III.

$\Rightarrow A = 0.25.$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

D'où : $T_1 = 0.15 \text{ sec}.$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}.$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 .$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81.$$

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 21.54m$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

D'' : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D''_x = 31.14m.$$

$$D''_y = 23.30m.$$

$$\text{Donc : } T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 * (21,54)^{\frac{3}{4}} = 0.50 \text{ sec}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{23,64}{\sqrt{31.14}} = 0.381 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.09 * \frac{23,64}{\sqrt{23.30}} = 0.440 \text{ sec}.$$

$$T_2 < T_x < 3 \text{ sec} .$$

$$\text{Donc : } T_2 < T_x < 3 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.81 * \left(\frac{0.5}{0.381}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,42 .$$

$$T_2 < T_y < 3 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.81 * \left(\frac{0.5}{0.440}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,20 .$$

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec : Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

Tableau IV-1 : les critères de qualité

Critère Q	Valeurs de Pq(x)		Valeurs de Pq(x)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimal des files		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôles de qualité des matériaux	0		0	
Contrôles de qualité de la construction	0		0	

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Le système de contreventement de notre structure étant mixte (portique voile) avec interaction alors, $R=5$ (tableau 4.3 RPA99/version 2003).

- **Poids total de la structure**

W : poids propre de la structure, il est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} .$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usages d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usages de bureau.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usages commercial.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow W = 31821,312 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{sty} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$

$$V_{sx} = \frac{0.25 \times 2,42 \times 1.20}{5} \times 31821,312 = 3054,83 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0.25 \times 2,20 \times 1.20}{5} \times 31821,312 = 3398,51 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [1]$$

Pour notre étude le spectre de reponse est donné par le logiciel (*spectre, RPA*).

- **Représentation graphique du spectre de réponse :**

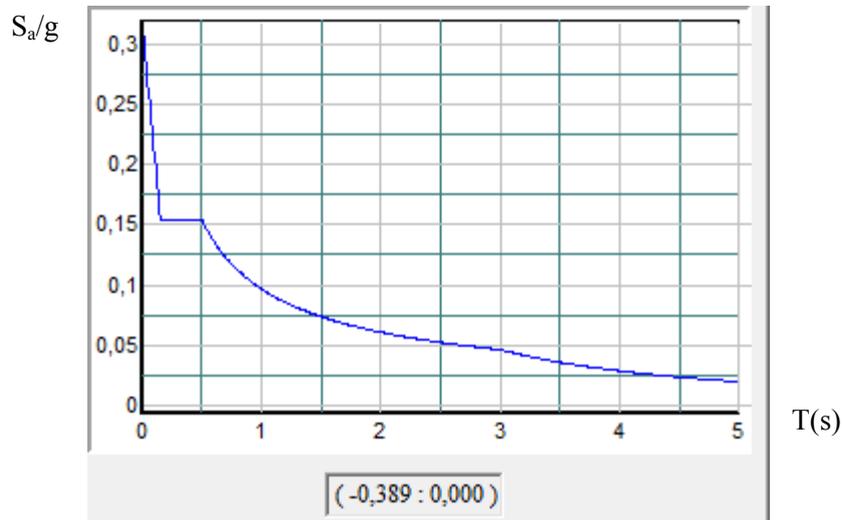


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Tableau IV-2 : le résultat du spectre de réponse

T	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
U _{x,y}	0.313	0.221	0.175	0.175	0.175	0.175	0.155	0.140	0.128	0.119	0.110	0.104	0.098
T	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50
U _{x,y}	0.093	0.088	0.084	0.081	0.078	0.075	0.072	0.070	0.067	0.065	0.063	0.062	0.060
T	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.80
U _{x,y}	0.058	0.057	0.056	0.054	0.053	0.050	0.048	0.045	0.043	0.041	0.039	0.037	0.036
T	3.90	4.00	4.10	4.20	4.30	4.40	4.50	4.60	4.70	4.80	4.90	5.00	/
U _{x,y}	0.034	0.033	0.032	0.030	0.029	0.028	0.027	0.026	0.025	0.024	0.023	0.023	/

IV.4. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel SOCOTEC

Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques de la structure

Niveau	Hauteur(m)	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
RDC	5.44	674.766	14.81	11.60	29204.308	49518.597
Etage 1	8.50	444.417	14.57	12.56	13378.627	25885.802
Etage 2	11.56	444.417	14.57	12.56	13378.627	25885.802
Etage 3	14.62	444.417	14.57	12.56	13378.627	25885.802
Etage 4	17.68	444.417	14.57	12.56	13378.627	25885.802
Etage 5	20.74	444.417	14.57	12.56	13378.627	25885.802

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

I_x : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.6. Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres

$$m_i = \frac{W_i}{g}; \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2; \quad I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y)$$

Tableau IV-4 : Caractéristiques des nœuds maitres

	Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)	m_i (t)	I_{mz} (t.m ²)
RDC	2.90	649.766	5829.8630	5438.0425	6917.24715	705.2144	85432.379
Etage 1	5.44	649.766	5688.4521	3429.1228	5825.6170	593.844	71947.631
Etage 2	8.50	419.417	3637.5594	1992.9285	4036.1451	411.431	38516.806
Etage 3	11.56	419.417	3572.6824	1929.0515	3958.4927	403.516	37775.830
Etage 4	14.62	419.417	3522.4649	1876.8340	3897.8317	397.332	37196.904
Etage 5	17.68	419.417	3415.9430	1809.0540	3777.7538	385.092	36051.036
T Inaccessible	20.74	444.417	3597.8247	1260.6785	3849.9604	392.452	34673.299

Avec : W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Poids d'exploitation de l'étage.

Remarque : Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles), parce que le

Logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

IV.7. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

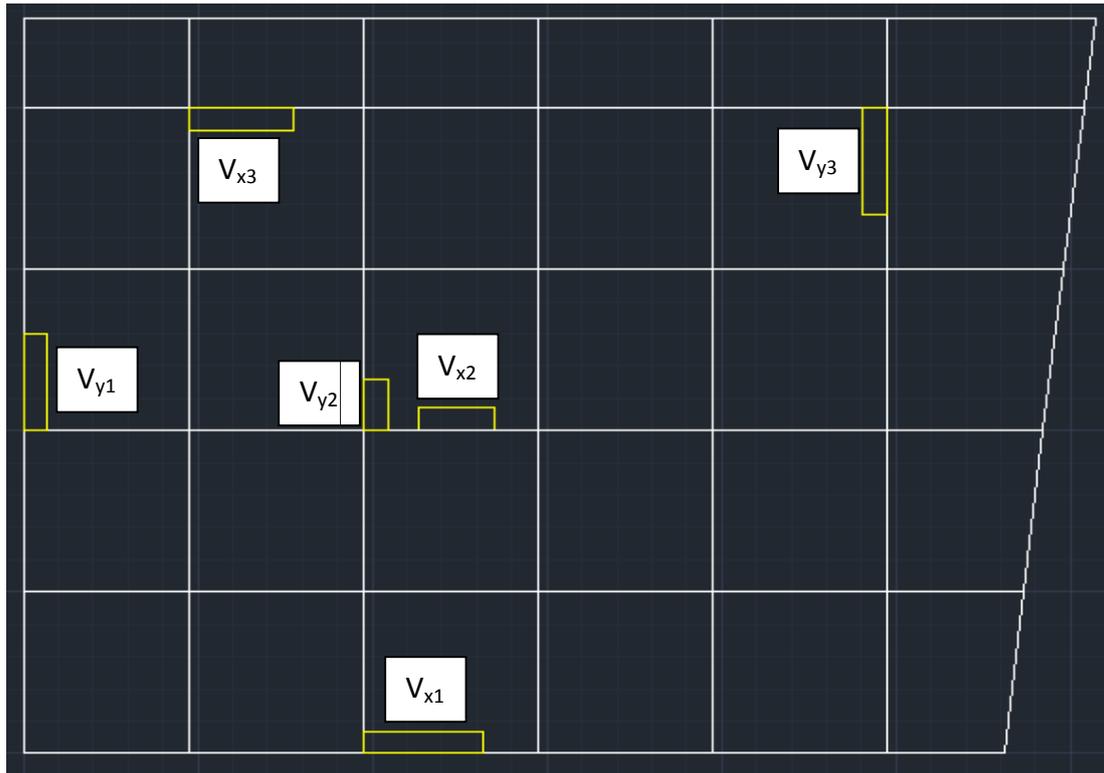


Figure IV.2: Disposition des voiles

IV.8. Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par SAP2000V14

a)Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.4 : Période et taux de participation

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,503253	0,01615	0,73548	1,712E-08	0,01615	0,73548
Mode	2	0,480547	0,72953	0,0156	0,000004135	0,74567	0,75108
Mode	3	0,400986	0,01008	0,00057	0,00002643	0,75576	0,75166
Mode	4	0,15895	1,036E-07	0,00015	0,000003056	0,75576	0,75181
Mode	5	0,157859	0,000003579	0,00237	0,00001353	0,75576	0,75417
Mode	6	0,156768	0,000004252	0,00647	0,000008146	0,75577	0,76064
Mode	7	0,156027	0,0000334	0,01631	0,000005975	0,7558	0,77695
Mode	8	0,151878	0,00392	0,13655	0,000001766	0,75972	0,9135
Mode	9	0,150656	0,00007796	0,00045	1,849E-07	0,7598	0,91395
Mode	10	0,15041	0,00384	0,00008537	1,814E-08	0,76364	0,91403
Mode	11	0,149641	0,00022	0,00025	1,443E-07	0,76385	0,91428
Mode	12	0,149274	0,01334	0,00017	0,000000588	0,77719	0,91445
Mode	13	0,145684	0,00031	0,00104	0,00000027	0,7775	0,91549
Mode	14	0,14451	0,14209	0,00432	0,00004397	0,91959	0,9198

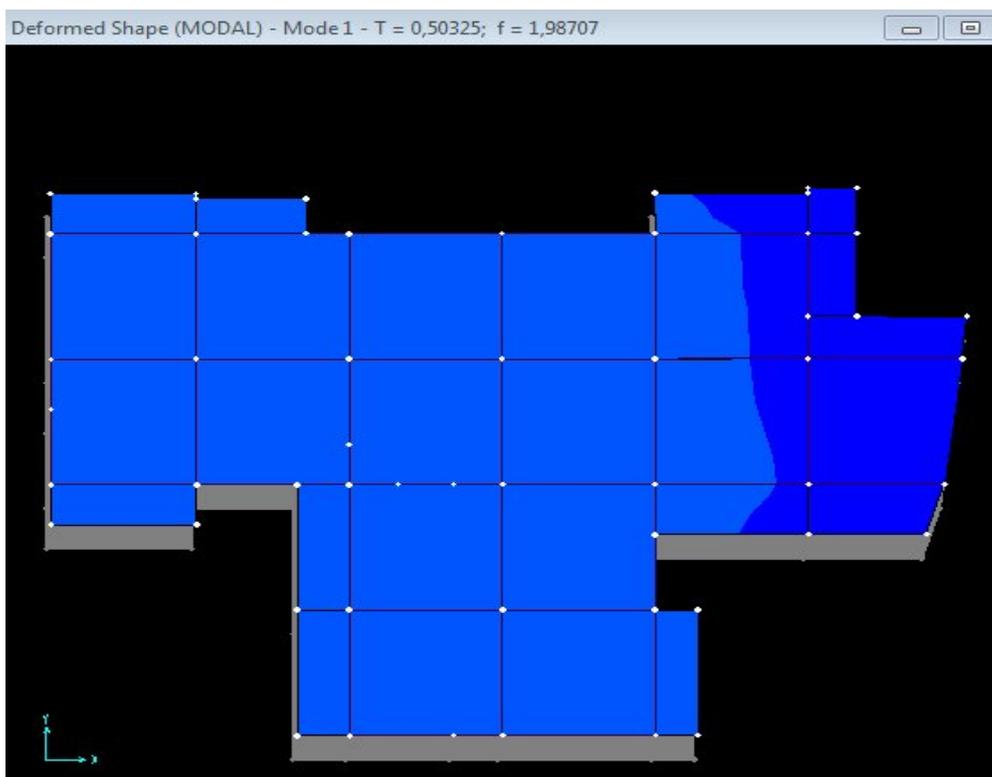


Figure IV.3 : Mode de déformation (translation suivant Y-Y)

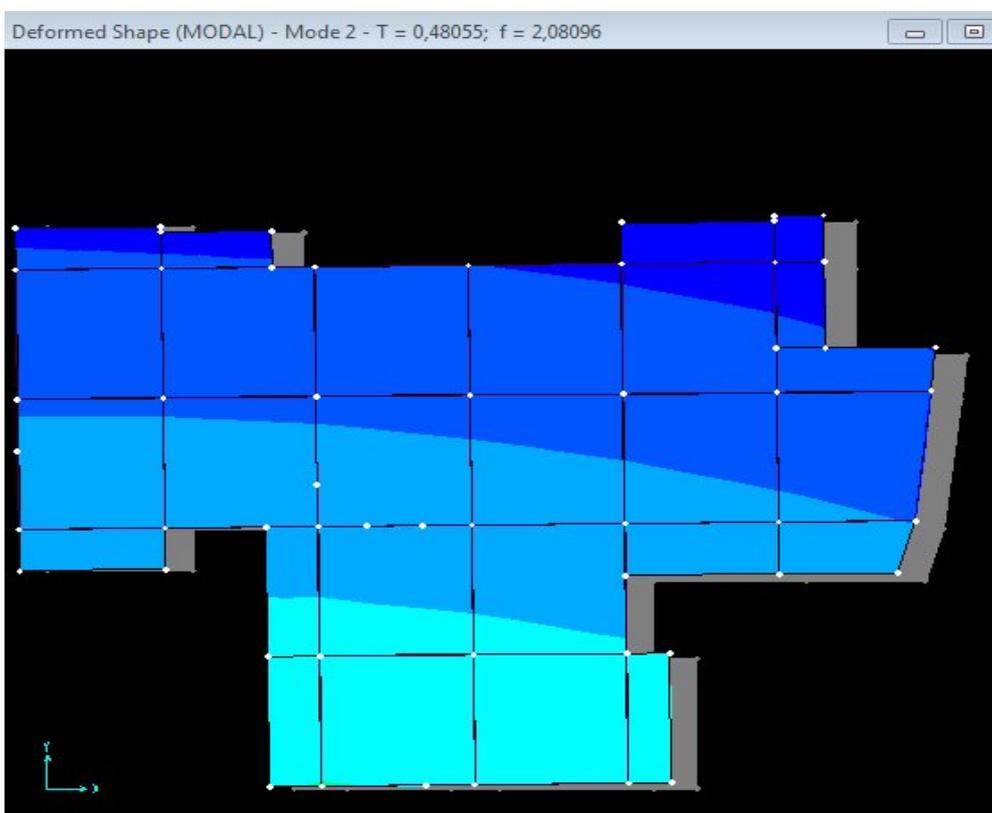


Figure IV.4 : Mode de déformation (translation suivant X-X)

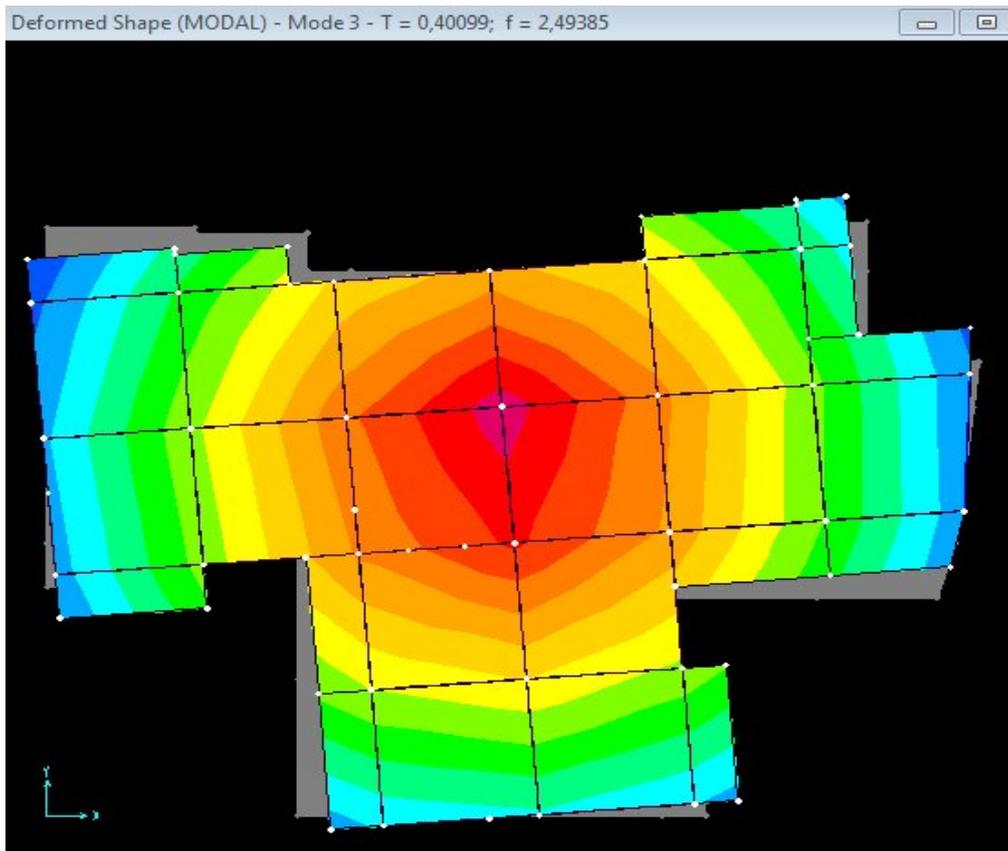


Figure IV.5 : Mode de déformation (Rotation suivant Z-Z)

Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_y=73,54\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=72,95\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %

$$(T_y=0.572s \leq T_{sy}=0.503s; T_x=0.495s \leq T_{sx}=0.480s).$$

a) Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV-6 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	22353,604	4856,631	82,15	17,84
1 ^{er} étage	21783,64	4548,463	82,72	17,27
2 ^{ème} étage	14896,053	3599,504	80,53	19,46
3 ^{ème} étage	11248,541	2502,652	81,80	18,19
4 ^{ème} étage	7394,817	1675,399	81,52	18,47
5 ^{ème} étage	3652,889	841,212	81,28	18,71

▪ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf le dernier étage.

• **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV-7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)
RDC	968,46	2387,838	28,85	71,14	1123,56	2027,53	35,65	64,34
1 ^{er} étage	2008,95	1544,234	56,53	43,46	2209,81	1477,76	59,92	40,07
2 ^{ème} étage	1488,48	1318,977	53,01	46,98	1487,45	1286,03	53,63	46,36
3 ^{ème} étage	1473,93	832,6671	63,90	36,09	1480,72	807,44	64,71	35,28
4 ^{ème} étage	1108,18	535,4003	67,42	32,57	1094,33	572,47	65,65	34,34
5 ^{ème} étage	949,69	77,58347	92,44	7,55	1020,61	178,37	85,12	14,87

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c)Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

Tableau IV-8 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

TYPE	Nd(KN)	A(m ²)	V	remarque
P3(60×60)	2691.53	0.360	0.180	vérifiée
P4(55×55)	1710.61	0.302	0.220	vérifiée
P5(50×50)	644.36	0.250	0.103	vérifiée

d) Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV-9 : Vérification des déplacements

	Niveaux	Sens xx						Sens yy				
		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 (%)
5 ^{ème} étage	20.74	1.32	6.6	5.70	0.90	306	0.25	1.33	6.65	5.70	0.95	0.26
4 ^{ème} étage	17.68	1.14	5.7	4.60	1.10	306	0.30	1.14	5.70	4.60	1.10	0.30
3 ^{ème} étage	14.62	0.92	4.6	3.40	1.20	306	0.33	0.92	4.60	3.40	1.20	0.33
2 ^{ème} étage	11.56	0.68	3.4	2.15	1.25	306	0.34	0.68	3.40	2.15	1.25	0.34
1 ^{ème} étage	8.50	0.43	2.15	1.05	1.10	306	0.30	0.43	2.15	1.00	1.15	0.319
RDC	5.44	0.21	1.05	0	1.05	544	0.29	0.020	1.00	0	1.00	0.19

▪ **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 1.25 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 1.25 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV-10 : Vérification a L'effet P-Δ

	Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
5 ^{ème} étage	20.74	306	4494.10	0.90	1068.626	0.0123	0.95	1076.580	0.0125
4 ^{ème} étage	17.68	306	9070.22	1.10	1651.749	0.0196	1.10	1552.951	0.0209
3 ^{ème} étage	14.62	306	13751.20	1.20	2270.878	0.0230	1.20	2107.086	0.0250
2 ^{ème} étage	11.56	306	18495.60	1.25	2744.792	0.0270	1.25	2546..340	0.0290
1 ^{ème} étage	8.50	306	20654.90	1.10	3448.125	0.0210	1.15	3296.435	0.0233
RDC	5.44	544	27210.20	1.05	3218.005	0.0160	1.00	2888.862	0.0173

▪ **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV-11 : vérification de la résultante des forces

	V _{st} (KN)	0.8 × V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)
Sens xx	3054.83	2443.87	3491.01
Sens yy	3398.51	2718.81	3561.68

▪ **Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majeurs.}$$

V_{dyn}: Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.9 : Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|----------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$

2. $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$

3. $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : $0.9 \% b_1 \times h_1$ en zone III

- Leur pourcentage maximale sera de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ En zone III.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

20 cm en zone III- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

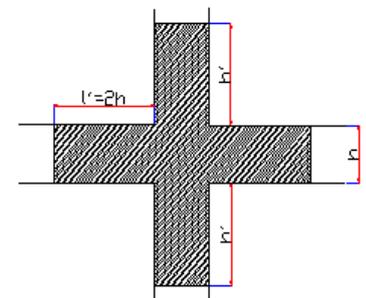


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et Sous-sol	60x60	32.4	144	216
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	55x55	27.22	121	181.5
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	50x50	22.5	100	150

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III
- **Dans la zone courante** $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1)$ en zone III

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement 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, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_1$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Sollicitations des poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenu sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Sollicitation dans les poteaux

Poteau	$M_{max} ; N_{cor}$		$N_{max} ; M_{cor}$		$N_{min} ; M_{cor}$		V (KN)
	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	
60*60	206.69	107.79	2691.55	86.45	49.69	25.23	200.00
55*55	290.76	1710.62	1710.62	290.76	3.28	229.41	414.33
50*50	191.41	133.03	644.36	2.87	0.16	19.25	289.27

V.2.2. Ferrailage des poteaux : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **Start design /check of structure** ».

a)- Armatures longitudinales :

Tableau V-3 : armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A_{calcul} Expert BA	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC	60x60	9.90	32.4	8T16+4T25=35.72
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	55x55	12.90	27.22	8T14+4T25=31.96
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	50x50	18.10	22.5	12T16=24.13

b) Section des armatures transversales :

Tableau V-4 : armature transversales

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	60X60	55x55	50x50
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	352.8	186.2	186.2
λ_g	5.88	3.38	3.72
Vu (KN)	110.784	182.370	122.220
l_r (cm)	80	70	80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10
S_t zone courante (cm)	14	14	14
A_t (cm ²)	2.52	2.31	2.10
A_t adopté (cm ²)	2.58	2.58	2.58
Nbre de cadres	2HA8+2HA10	2HA8+2HA10	2HA8+2HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 3.06m$ et un effort normal de $7007.45KN$

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \qquad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

Tableau V-5 : justification de l'effort normal réduit

Niveau	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nd (KN)	Obs
Sous-sol, RDC	5.04	3.528	20.34	0.79	35.72	0.336	14730.79	2691	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	2.66	2.128	13.38	0.82	31.96	0.288	13488.88	1710	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	2.66	2.128	14.72	0.82	24.13	0.230	10374.88	644	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$= \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')$$

$$= \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A + A') ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

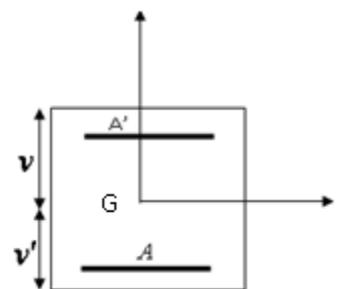


Figure V.2: Section du poteau

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{12} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau V-6 : justification des contraintes

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage
Section	60×60	55×55	50×50
d (cm)	58	53	48
A' (cm ²)	17.86	15.98	12.06
A (cm ²)	17.86	15.98	12.06
V (cm)	30	27.5	25
V' (cm)	30	27.5	25
Iyy (m ⁴)	0.0123	0.01074	0.0053
Nser (MN)	1457.61	930.25	464.34
Mser (MN.m)	50.45	55.12	49.12
M _G (MN.m)	50.45	55.12	49.12
σ _{bc1} (MPa)	5.28	4.49	4.17
σ _{bc2} (MPa)	2.82	1.65	-0.459
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15
Obs	Vérifier	vérifier	vérifier

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V-7 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm)	Lf (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	obs
Sous-sol, RDC	60×60	352.8	20.34	0.075	58	110.78	0.318	1.875	vérifier
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	55×55	212.8	13.83	0.075	53	182.37	0.625	1.875	vérifier
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	50×50	212.8	14.72	0.075	48	122.22	0.509	1.875	vérifier

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 50 \cdot \Phi \text{ en zone III}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 16 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 85\text{cm}$$

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' et

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

-On opte $h' = 90.66$ cm pour le RDC.

-On opte $h' = 60$ cm pour les étages courants.

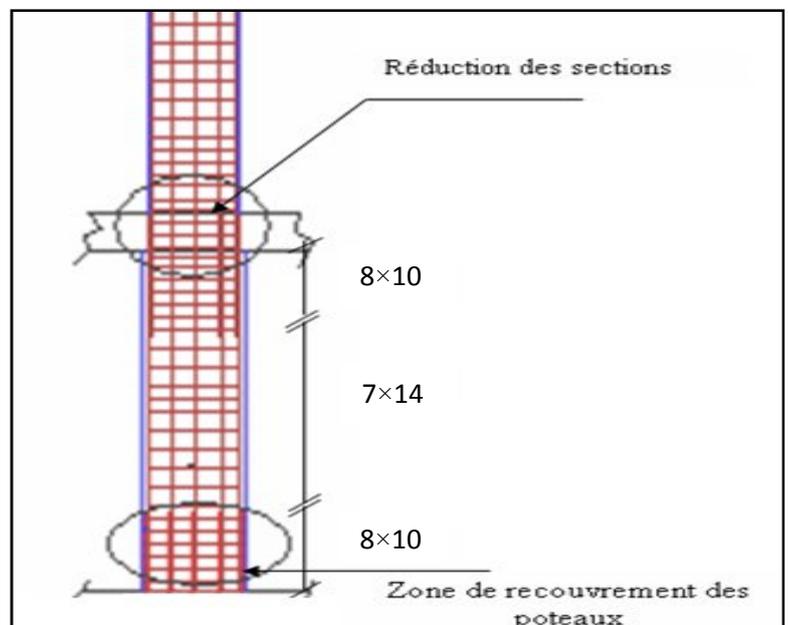


Figure V.3 : Zone de recouvrement

V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux

<p>Poteau P1 (60×60) cm²</p>	<p>Poteau P2 (55×55) cm²</p>
<p>Poteau P3 (50×50) cm²</p>	

Tableau V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone III.

V.3.1. Recommandation du RPA 99

1-Ferrailage

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\%b \times h$ En zone courante.

- $6\%b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 50ϕ En zone III.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu' au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

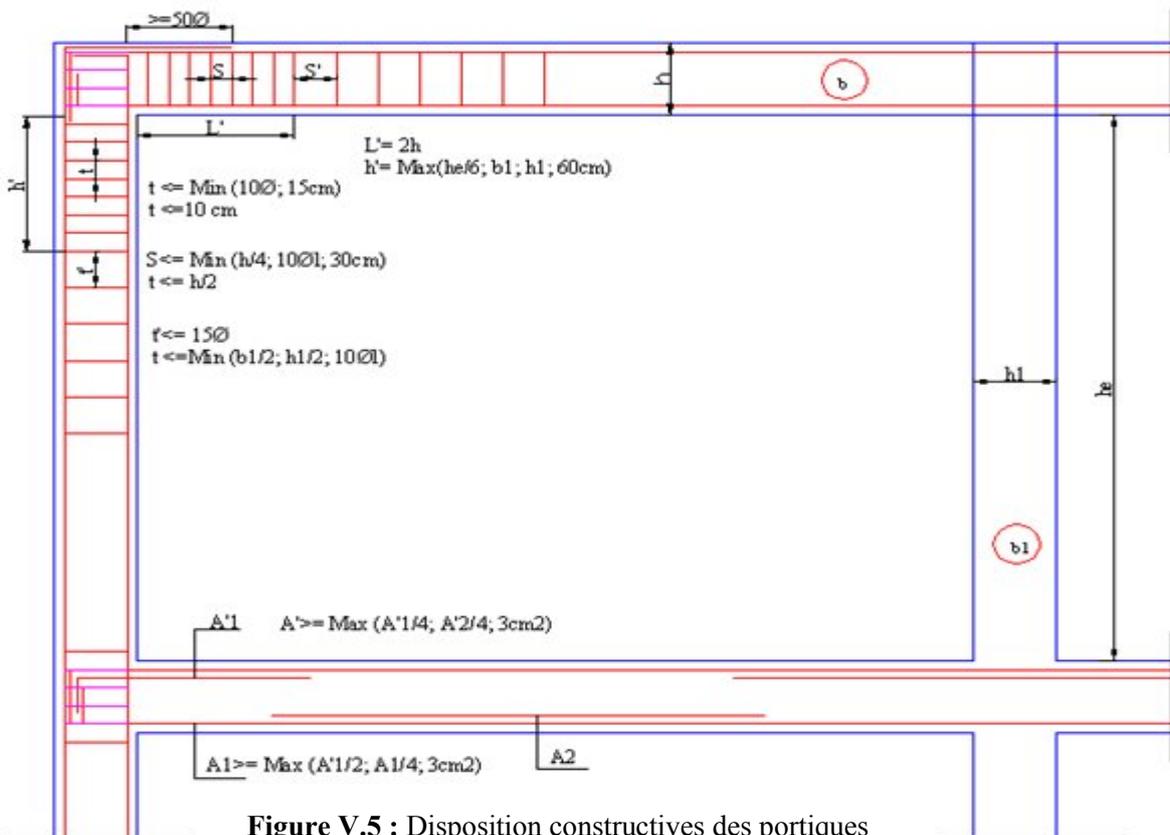
Minimum de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

c) Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure V.5)



▪ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

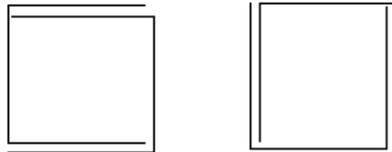


Figure V.6 : 2U superposés / disposition constructives des portiques

V.3.2.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3.Ferraillages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

A. Sollicitations de calculs

Tableau V-8 : les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travee} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travee} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC à 4 ^{ème} étage	165.28	200.01	209.38	160.60	176.07	242.32
Terrasse inaccessible	83.92	129.09	149.67	66.99	91.65	114.92

Tableau V-9 : les sollicitations les plus défavorables de la poutre (P60)

Niveau	Poutre 60		
	M _{travee} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	160.60	176.07	242.32

B. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Ferrailage longitudinal

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	localisation	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
RDC	secondaire	30×60	Appuis	8.63	9	9.42	3HA20
			Travée	8.46	9	9.42	3HA20
RDC à 4 ^{ème} étage	Principale	30×40	Appuis	19.03	6	20.67	3HA16+3HA25
			Travée	14.88	6	15.45	2HA16+4HA20
	secondaire	30×35	Appuis	20.59	5.25	20.67	3HA16+3HA25
			Travée	18.01	5.25	18.85	6HA20
Terrasse inaccessible	Principale	30×40	Appuis	11.08	6	11.78	3HA10+3HA20
			Travée	6.84	6	9.24	6HA14
	secondaire	30×35	Appuis	8.98	5.25	9.24	6HA14
			Travée	6.32	5.25	6.79	6HA12

▪ **Longueurs de recouvrement**

$L_r > 50\phi_L$

$-\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 2.5 = 125 \text{ cm, on adopte } L_r = 125 \text{ cm}$

$-\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm, on adopte } L_r = 100 \text{ cm.}$

$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$

$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$

$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$

$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 50 \times 1.0 = 50 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$

C. Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

i. Poutres principales

$\phi_t < \min(11.42 ; 30; 10) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 10 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

ii. Poutres secondaires

$\phi_t < \min(10; 30 ; 10) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 10 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

-Espacement S_t d'armatures transversales

1-Selon le RPA99

- **Zone nodale** : $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30 \text{ cm})$

Poutres principales : : $S_t < \min(40/4, 12*1.0, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaire : : $S_t < \min(35/4, 12*1.0, 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$ soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $S_t < h/2$

Poutres principales : $S_t < 40/2 = 20 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaire : $S_t < 35/2 = 17.5 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

V.3.4. Vérifications [BAEL91]

a) Vérification à l'ELU

i. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \div d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

ii. Contrainte tangentielle maximale

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$.

Tableau V-11 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	209.38	1.83	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	242.32	2.44	3.25	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots \dots \dots (2)$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	20.67	209.38	200.01	6.01	10.79	Vérifiée
Secondaires	20.67	242.32	167.07	6.96	9.20	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-13 : Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	94.40	121064.52	16.08	12.47	vérifiée
	Travées	50.21	107441.44	14.66	6.85	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	29.46	77617.69	13.45	5.10	vérifiée
	Travées	24.75	62205.71	12	4.77	vérifiée

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V-14 : Vérification de la flèche pour les poutres

	H cm	b cm	l(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Ps 60	60	30	8.30	9.24	0.072	0.025	0.0055	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PP	40	30	500	9.24	0.08	0.037	0.01	0.010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	500	6.75	0.07	0.083	0.059	0.010	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La deuxième condition n'est pas vérifiée dans la poutre secondaire, il faut donc calculer la flèche

Tableau V-15 : calcul de la flèche

	Mj	Mg	Mp	f _{ji} (mm)	F _{gi} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gv} (mm)	f(mm)	F _{adm} (mm)	remarque
PS 60	6.14	14.71	26.43	2.85	033	3.16	1.16	4.52	10	Vérifié

V.3.4. Schéma de ferrailage des Poutres

1. De RDC à 4^{ème} étage

	En appuis	En travée
PP	<p>3HA16+3HE25</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>3HE20</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>	<p>3HA25</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>1HA16</p> <p>1HA20</p> <p>3HA20</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>
PS	<p>3HA16+3HE25</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HE20</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>	<p>3HA25</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>6HA20</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>

Tableau V.16 : Section de ferrailage des poutres du RDC et de l'étage courant

2. De la terrasse inaccessible

	En appuis	En travée
PP	<p>2</p> <p>3HA10+3HE20</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>3HE14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>	<p>3HA20</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>6HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>
PS	<p>6HA14</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3HE12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>	<p>3HA14</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>6HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p>

Tableau V.17 : Section de ferrailage des poutres de la terrasse inaccessible

2. De la poutrelle (P60)

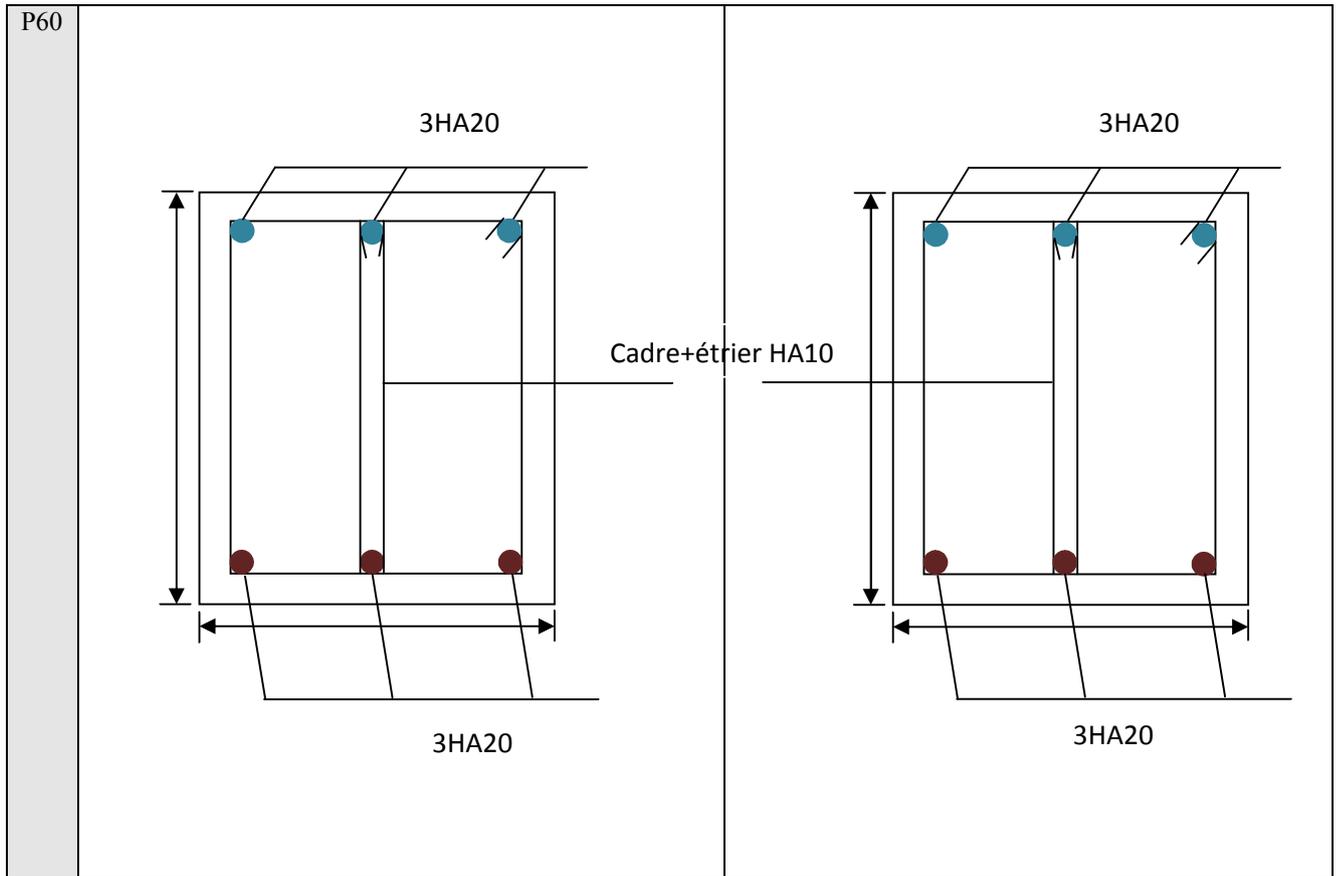


Tableau V.18 : Section de ferrailage des poutres de la terrasse inaccessible

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de RDC

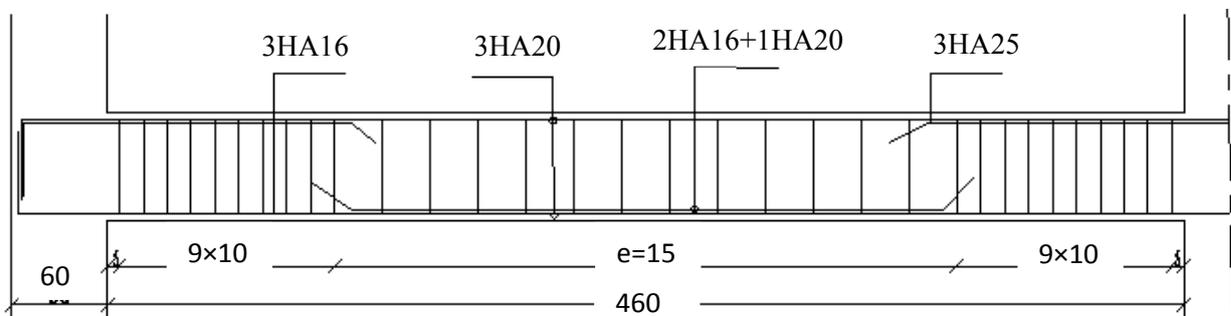


Figure V.19 : ferrailage des poutres principales de RDC à 11^{ème} étage

V.4. Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

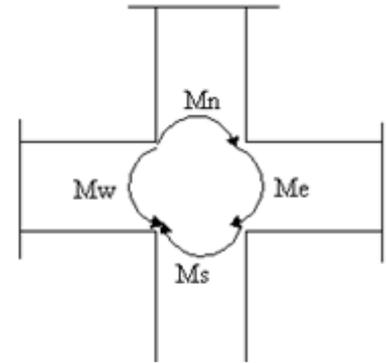


Figure V.20 : les différents moments

V.4.1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

A. Poteaux

Tableau V-16 : les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	60×60	0.510	35.72	633.64
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	55×55	0.467	31.96	519.14
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	50×50	0.425	24.13	356.70

B. Poutre

Tableau V-17 : les moments résistant dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
De RDC à 4 ^{ème} étage	PP	35×40	0.34	20.67	244.44
	PS	30×40	0.34	20.67	244.44
Terrasse inaccessible	PP	35×40	0.34	11.79	139.42
	PS	30×40	0.34	9.24	109.27

Vérification des zones nodales

Tableau V-18 : Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	obsrv
RDC	PP	244.44	633.64	611.1	1267.28	vérifié
	PS	244.44	633.64	611.1	1267.28	vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	PP	244.44	519.14	611.1	1038.28	vérifié
	PS	244.44	519.14	611.1	1038.28	vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	PP	244.44	356.70	611.1	713.40	vérifié
	PS	244.44	356.70	611.1	713.40	vérifié

Conclusion :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non dans les poteaux .

V-5. Etude des voiles

V.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.21 : Voile simple

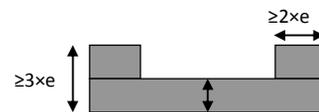


Figure V.22 : Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

-Flexion.

-flexion par effort tranchant.

-Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

V.5.2.Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S_{est} inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\emptyset$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$$A_{\min} = 0.15\% \dots\dots\dots \text{Section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

L'espace des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.5.3.Disposition des voiles

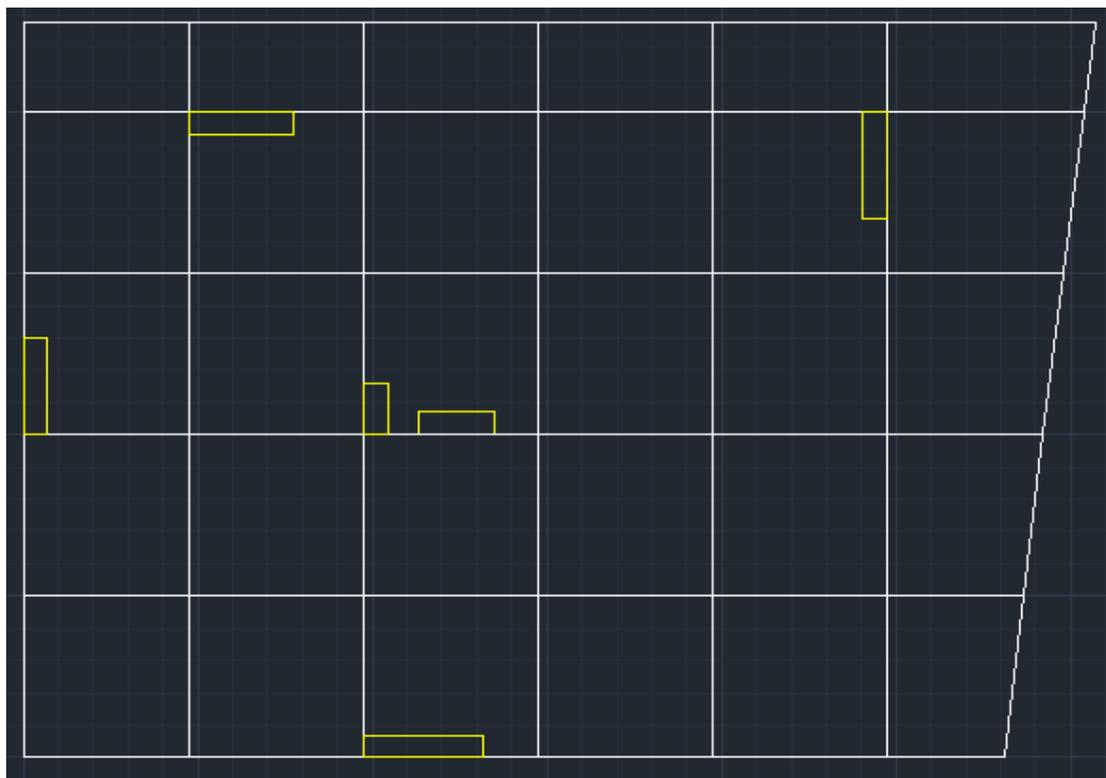


Figure V.23 : disposition des voiles

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2000** est la commande *mèche schell*, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.5.4.Ferrailage des voiles

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée

sous (M et N) pour une section (e×L) .

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

B. Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$; S_t : Espacement.

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

A_h^{\min}/face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{calculé}/face$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{adopté}/4$).

$A_h^{adopté}/face$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{bre}/face$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

a) Voiles parallèles à xx'

Tableau V-19 : Ferrailage des voiles Vx1

	Voile V _{x1}			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	3.40	3.40	3.40	3.40
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	4631.91	12.39	12.39	197.61
N (KN)	92.37	1020.91	1020.91	498.61
V(KN)	855.07	516.95	516.95	147.33
τ (MPa)	1.56	1.18	1.18	0.44
$A_v^{min}/face(cm)$	12.75	13.60	13.60	7.65
$A_v^{Calcul}/face(cm^2)$	18.68	14.83	14.83	8.38
$A_v^{Adopter}/face m^2)$	20.24	15.52	15.52	13.57
$N^{barre}/face$	14HA10+6HA14	14HA10+4HA12	14HA10+4HA12	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	30
$A_h^{Calcul}/face (cm^2)$	5.06	3.88	3.88	3.39
$A_h^{min}/face (cm^2)$	1.25	0.90	0.90	0.67
$A_h^{Adopter}/face (cm^2)$	5.65	3.93	3.93	3.93
$N^{barre}/face$	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V-20 : Ferrailage des voiles Vx2

	Voile V _{x2}			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	1.80	1.80	1.80	1.80
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	35.05	39.56	39.56	42.17
N (KN)	986.76	678.63	678.63	344.45
V(KN)	245.08	138.78	138.78	131.51
τ (MPa)	0.84	0.59	0.59	0.75
A_v^{min}/face	9.00	7.20	7.20	5.40
$A_v^{Calcul}/\text{face}(\text{cm}^2)$	15.02	10.70	10.70	5.96
$A_v^{Adopter}/\text{face m}^2)$	15.39	11.31	11.31	6.16
N^{barre}/face	10HA14	10HA12	10HA12	6HA8+4HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^h/\text{face}(\text{cm}^2)$	3.84	2.82	2.82	1.54
A_h^{min}/face	1.25	0.90	0.90	0.67
$A_h^{Adopter}/\text{face}(\text{cm}^2)$	3.93	3.14	3.14	2.01
N^{barre}/face	5HA10	4HA10	4HA10	4HA8
S_t (cm)	20	25	25	25

Tableau V-21 : Ferrailage des voiles Vx3

	Voile V _{x3}			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	3.60	3.60	3.60	3.60
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	6993.13	212.38	212.38	184.33
N (KN)	2425.73	1575.66	1575.66	706.01
V(KN)	1342.85	939.37	939.37	356.54
τ (MPa)	2.32	2.02	2.02	1.02
A_v^{min}/face	13.50	10.80	10.80	10.80
$A_v^{Calcul}/\text{face}(\text{cm}^2)$	27.29	25.19	25.19	10.74
$A_v^{Adopter}/\text{face m}^2)$	27.89	25.63	25.63	11.00
N^{barre}/face	14HA12+6HA16	12HA12+6HA16	12HA12+6HA16	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	30
$A_h^h/\text{face} (\text{cm}^2)$	6.97	6.40	6.40	2.75
A_h^{min}/face	1.25	0.90	0.90	0.67
$A_h^{Adopter}/\text{face} (\text{cm}^2)$	7.70	6.79	6.79	3.14
N^{barre}/face	5HA14	6HA12	6HA12	4HA10
S_t (cm)	20	17	17	25

b) Voiles parallèles à yy'

Tableau V-22 : Ferrailage des voiles Vy1

	Voile Vy1			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	3.00	3.00	3.00	3.00
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	4369.40	80.25	80.25	554.97
N (KN)	32.15	996.34	996.34	533.93
V(KN)	853.81	525.81	525.81	185.80
τ (MPa)	1.77	1.02	1.02	0.64
A_v^{min}/face	20.40	9.18	9.00	9.00
$A_{Calcul}^V/\text{face}(\text{cm}^2)$	20.38	15.47	15.47	9.86
$A_{Adopter}^V/\text{face m}^2)$	20.48	15.83	15.83	10.11
N^{barre}/face	11HA12+4HA16	14HA12	14HA12	10HA10+2HA12
S_t (cm)	20	22	22	25
$A_{Calcul}^h/\text{face} (\text{cm}^2)$	5.12	3.95	3.95	2.52
A_h^{min}/face	1.12	0.90	0.90	0.67
$A_{Adopter}^h/\text{face} (\text{cm}^2)$	5.65	4.52	4.52	3.14
N^{barre}/face	5HA12	4HA12	4HA12	4HA10
S_t (cm)	20	25	25	25

Tableau V-23 : Ferrailage des voiles Vy2

	Voile Vy2			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	1.60	1.60	1.60	1.60
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	1139.85	29.62	29.62	160.27
N (KN)	298.89	1191.35	1191.35	158.53
V(KN)	283.24	134.01	134.01	129.49
τ (MPa)	1.10	0.69	0.69	0.83
A_v^{min}/face	6.00	6.40	6.40	3.60
$A_v^{Calcul}/\text{face}(\text{cm}^2)$	9.00	14.33	14.33	0.52
$A_v^{Adopter}/\text{face m}^2)$	14.57	14.57	14.57	4.02
N^{barre}/face	4HA12+5HA16	4HA12+5HA16	4HA12+5HA16	8HA8
S_t (cm)	18	18	18	20
$A_h^{Calcul}/\text{face} (\text{cm}^2)$	3.64	3.64	3.64	1.01
A_h^{min}/face	1.12	0.90	0.90	0.67
$A_h^{Adopter}/\text{face} (\text{cm}^2)$	3.93	3.93	3.93	2.01
N^{barre}/face	5HA10	5HA10	5HA10	4HA8
S_t (cm)	20	20	20	25

a) Tableau V-24 : Ferrailage des voiles Vy3

	Voile Vy3			
	RDC	Etage 1, 2	Etage 3	Etage 4, 5
L(m)	3.30	3.30	3.30	3.30
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.15
M (KN.m)	33.73	57.49	57.49	184.33
N (KN)	2018.07	1678.06	1678.06	706.01
V(KN)	1207.40	867.68	867.68	356.54
τ (MPa)	2.27	2.045	2.045	1.12
A_v^{\min}/face	16.5	13.20	13.20	9.90
$A_v^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	25.60	21.62	21.62	10.92
$A_v^{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	26.17	22.09	22.09	11.00
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	17HA14	10HA12+7HA14	10HA12+7HA14	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	24
$A_h^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	6.54	5.52	5.52	2.75
A_h^{\min}/face	1.12	0.90	0.90	0.67
$A_h^{\text{Adopter}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	6.79	5.65	5.65	3.02
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA12	5HA12	5HA12	6HA8
S_t (cm)	17	20	20	17

V-5-6 – Exemples de schémas de ferrailage (Voile V_{x2} du RDC) :

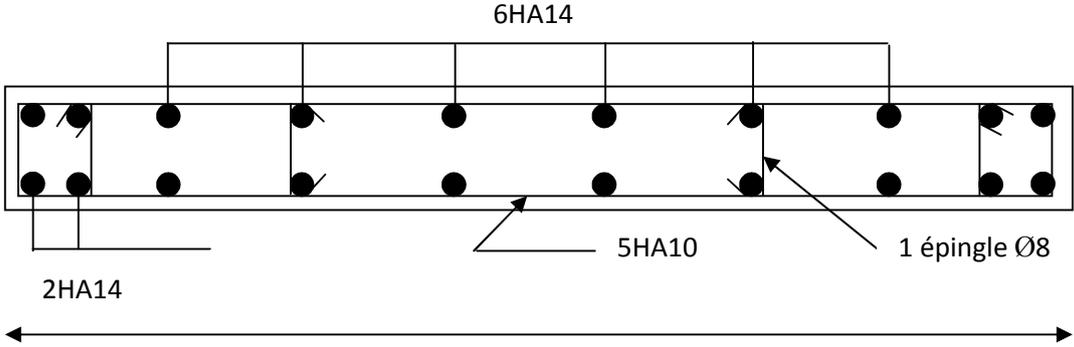


Figure V.24 : ferrailage du Voile V_{x2} du RDC

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise
- L'importance de l'ouvrage
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport de sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.2 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1,5 bars.

Dans notre cas on à un seul types de fondations à étudier, c'est celles qui ce situent au niveau $Z=0$. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opté pour le choix qui convient.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA 99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

VI.4. Etude des fondations

- Les Vérifications

VI.4.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V11**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

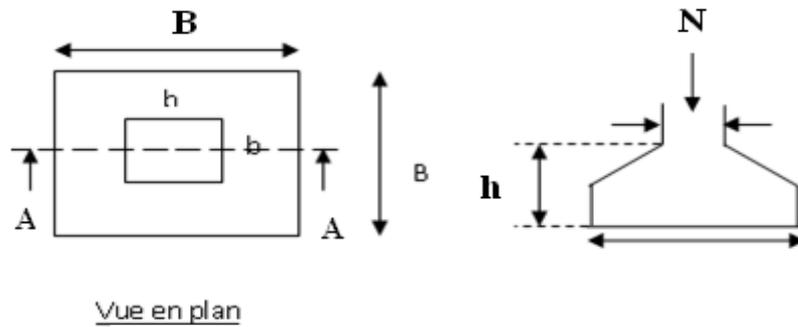


Figure VI.1 : Semelle isolée de fondation

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$$N = 2099.68 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 3.74 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2,40m et 5,00m.

En remarque qu'il ya chevauchement entre les semelles, et cela en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

NB : La contrainte N a été prise sans tenir compte du poids propre de la semelle car la contrainte ramener par les poteaux est suffisante pour avoir un chevauchement entre les semelles.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique (on a pris le portique le plus sollicitée) formé de 6 poteaux.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

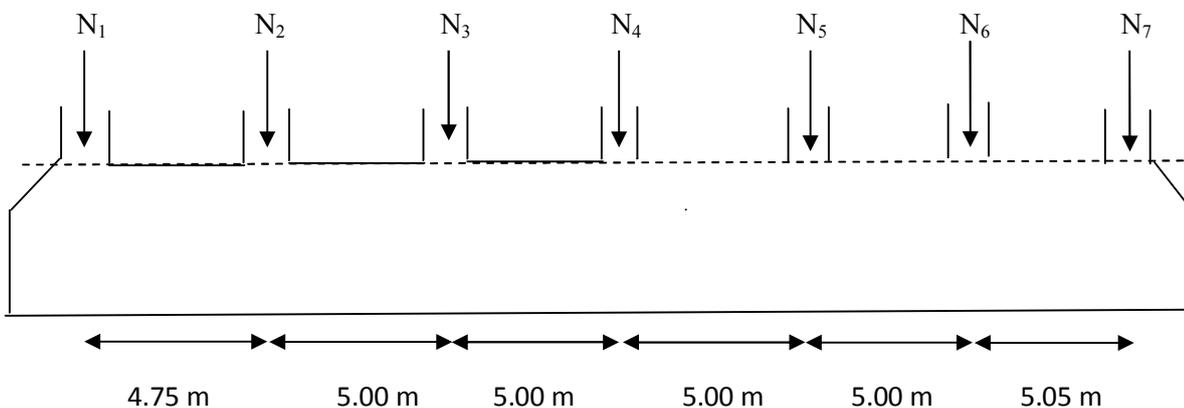


Figure VI.2 : Semelle filante de fondation

Avec : $N_1=927.17$ KN, $N_2=1243.66$ KN, $N_3=1649.14$ KN, $N_4=1554.85$ KN, $N_5=2099.68$ KN,
 $N_6=1672.66$ KN, $N_7=1358.36$ KN.

$$\sum N_i = 10505.52 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{10505.52}{150 \times 29.8} = 2.35 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on opte pour un radier général.

NB : Le poids de la semelle filante n'a pas été pris en compte pour le calcul de N car la contrainte ramener par les poteaux est suffisante pour avoir un chevauchement entre deux semelles.

VI.4.3. Vérification du Radier général

a) Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

b) Pré dimensionnement

- **La Condition de coffrage**

$L_{\max}=5.00$ m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} \Rightarrow h_t \geq 50 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 90 \text{ cm}$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25 \text{ cm}; \text{ On prend } h_0 = 50 \text{ cm}$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton E = 3.216×10⁴MPa.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc K=4×10⁴KN/m³).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (5.00)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$h \geq 0.72\text{m}$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure h = 90cm.

La hauteur de la dalle du radier h_d = 50cm.

Calcul du Poids :

N_s : l'effort de service de la superstructure.

N_s = 33816.902 KN.

N_{tser} = 33816.902 * 1.1 = 37198.612KN.

La surface du radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{37.198}{0.15} \Rightarrow S_{rad} \geq 247.98m^2$$

Avec : N est la charge totale transmise par la superstructure tiré à partir de **SAP2000**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 27.98 \times 23.25 \Rightarrow S_{bat} = 650.535m^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 650.535m^2$$

VI.4.4. Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

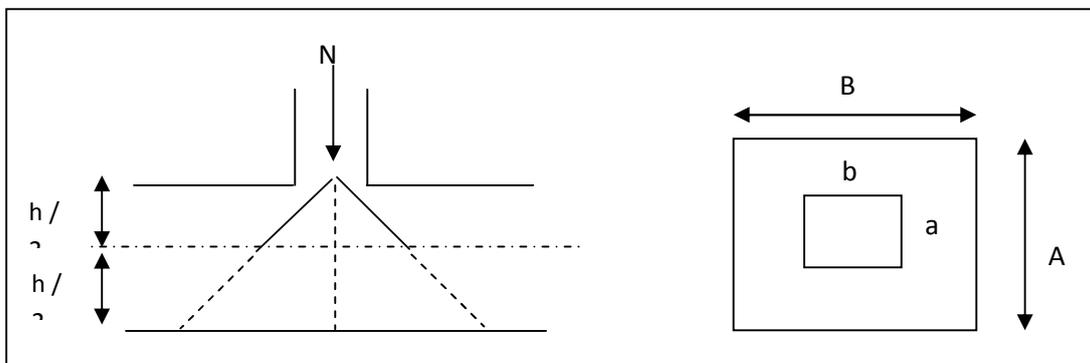


Figure VI.3 : Zone de contact poteau-radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

h = 90cm.

$$\mu c = (a + b) \times 2$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$\text{avec: } A = 0.60 + 0.90 = 1.5m$$

$$A = B = 1.5m$$

$$\Rightarrow \mu c = 2 \times (1.5 + 1.5) \Rightarrow \mu c = 6m.$$

$$Q_u = 2099.68KN < 0.045 \times 6 \times 0.90 \times (25/1.5) = 5282.6KN \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

b) Vérification au cisaillement

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bonde de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{46199.079 \times 5 \times 1}{2 \times 674.77} = 171.16KN$$

$$d = 0.9 \times 0.50 = 0.45m$$

$$\tau_u = \frac{171.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.5} = 0.34 < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

c) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

On a:

$$I_y = 49518.597m^4, Y_G = 11.60m.$$

$$I_x = 29204.308m^4, X_G = 14.81m.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 33816.902 + 25 \times 0.9 \times 674.77 \Rightarrow N' = 33832.08KN$$

Avec : $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 6505.35KN$ c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

▪ **Sens X-X :**

$N' = 33832.08\text{KN}$ et $M_x = 5477.458\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.080\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.074\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.078\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$N' = 33832.08\text{KN}; M_y = 5394.53\text{KN.m.}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.137\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.137\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.137\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 version 2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ (RPA : Art.10.1.5)

- **Dans le sens X-X :** $e = \frac{5477.458}{33832.08} \Rightarrow e = 0.161\text{m} < \frac{31.70}{4} = 7.92\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$
- **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{5394.53}{33832.08} \Rightarrow e = 0.159\text{m} < \frac{22.80}{4} = 5.70\text{m} \dots\dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.90\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 674.77\text{m}^2$).

$$N \geq 1.5 \times 0.90 \times 674.77 \times 10 = 9109.395\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

VI.4.5. Ferrailage

a) La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 5.00m$; $L_y = 8.88m$.

-Calcul des sollicitations

a1-Calcul à l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{46199.079}{674.77} \Rightarrow q_u = 68.46KN$$

$$N_u = 46199.079KN.$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.60 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0820 \\ \mu_y = 0.2900 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 140.34KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 41.37KNm$$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 119.28KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 35.16KNm$$

- **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 59.64KNm$$

$$M_a^y = M_a^x = 59.64KN.m$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.5)m^2$.

- **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30cm$; $b=100cm$; $\rho = 0.60$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 4.79cm^2 \\ A_{\min}^y = 4.00cm^2 \end{cases}$$

Tableau VI-1 : ferrailage du radier

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	119.28	7.00	4.79	7T12=7.92	14
	Appui	59.64	3.85		5HA10=3.93	20
Sens y-y	Travée	35.16	2.26	4.00	6T10=4.71	15
	Appui	59.64	3.85		5HA10=3.93	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 4.71 > 1.98cm^2$ c'est vérifié

a2. Calcul a l'É.L.U

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 218.37KN \Rightarrow V_{\max} = 218.37KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 114..1KN$$

$$\tau_u = \frac{218.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} \Rightarrow \tau_u = 0.48MPa < 1.25MPa$$
 c'est vérifiée

a.3. Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{totale}} = \frac{42251.52}{674.77} = 62.61KN / m^2$$

N_s : est l'effort normal de service + poids du radier.

A l'ELS on a : ($\nu=0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4600 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 136.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 62.63 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_x = 0.85M_x = 115.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85M_y = 53.24 \text{ KN.m}$$

- Moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 68.08 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I: \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

b) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI-2 : vérification des contraintes dans le béton

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
x-x	M _t	115.75	7HA12=7.92	4.60	197145.14	2.70	Vérifiée
	M _a	68.08	5HA10=3.93	6.70	96578.45	6.43	Vérifiée
y-y	M _t	53.24	6HA10=4.71	7.30	113406.36	3.42	Vérifiée
	M _a	68.08	5HA10=3.93	6.70	96578.45	6.43	Vérifiée

c) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI-3 : vérification des contraintes dans l'acier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	115.75	7HA12=7.92	4.60	197145.14	355	Non vérifiée
	M _a	68.08	5HA10=3.93	6.70	96578.45	404.9	Non vérifiée
y-y	M _t	53.24	6HA10=4.71	7.30	113406.36	265.48	Non vérifiée
	M _a	68.08	5HA10=3.93	6.70	96578.45	404.9	Non vérifiée

Les contraintes dans l'acier, en travée et en appuis selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée alors, on doit donc augmenter la section des aciers.

$$\text{soit : } \begin{cases} A_t^x = 8HA14 \\ A_t^y = 5HA12 \\ A_a = 7HA12 \end{cases}$$

Tableau VI-4 : Vérification des nouvelles contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A_{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	115.75	8HA14=12.32	11.1	258957.54	227.29	vérifiée
	M_a	68.08	7HA12=7.92	9.20	178215.09	205.13	vérifiée
y-y	M_t	53.24	5HA12=5.65	7.90	133297.60	222.2	vérifiée
	M_a	68.08	7HA12=7.92	9.20	178215.09	205.13	vérifiée

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 7.90 > 5.55$ c'est vérifié

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

d) Schéma de ferrailage de radier :

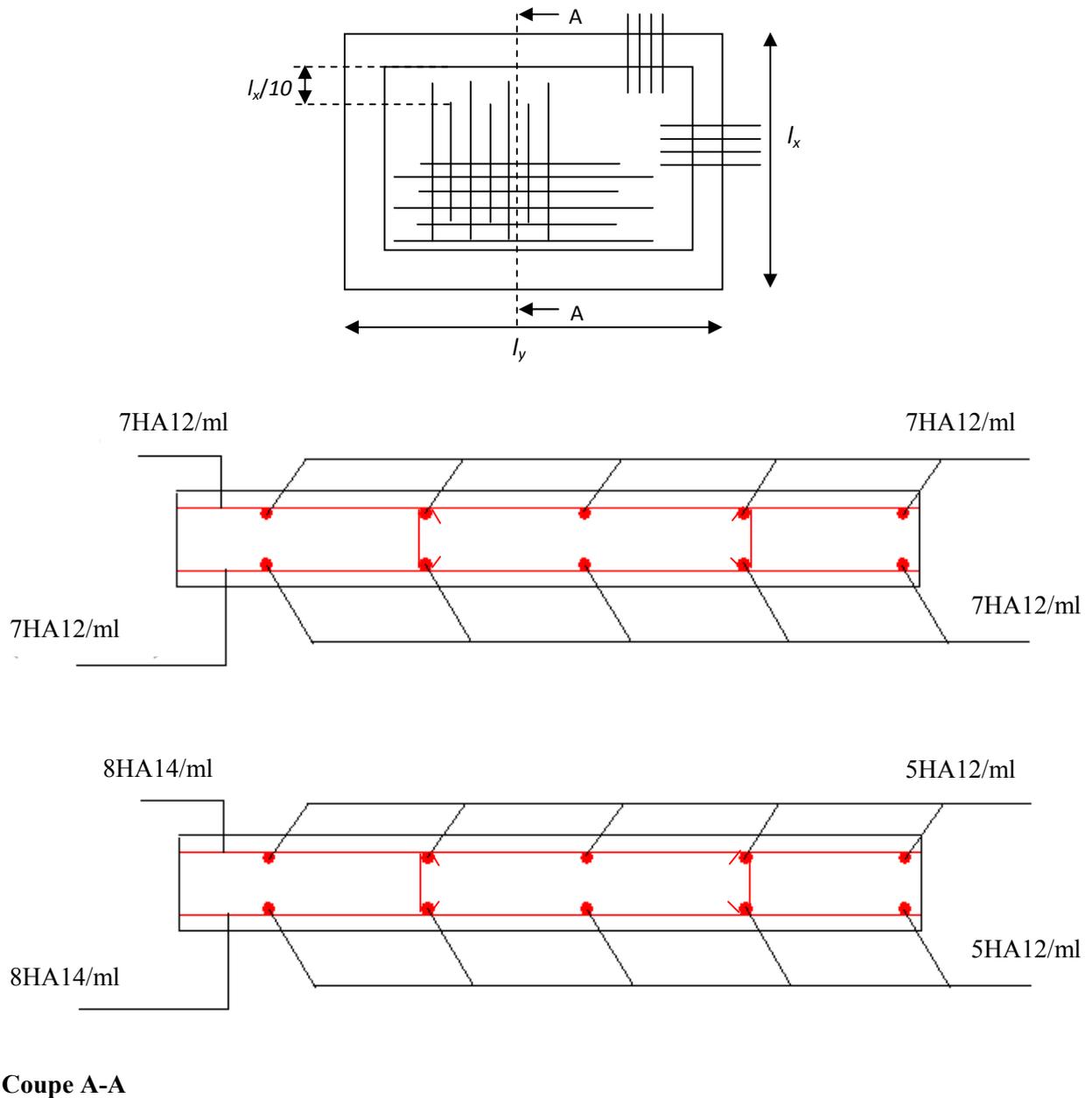


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.4.6. Calcul des nervures

VI.4.6.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 1 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$q_u = 68.461 \text{KN} / \text{m}^2$

$q_s = 62.611 \text{KN} / \text{m}^2$

▪ **Moments aux appuis**

$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$ Avec :

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

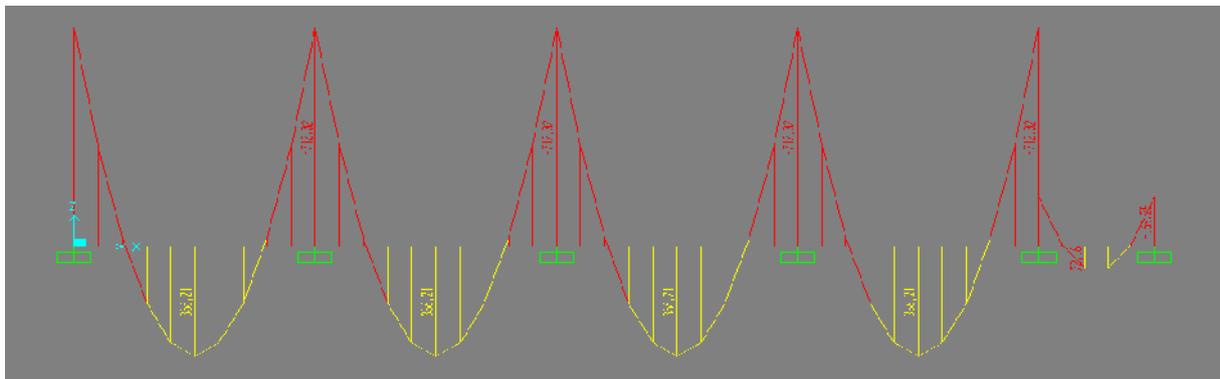
▪ **Moment en travée**

$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1 - x)$; $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$;

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Calcul des sollicitations :

Sens transversal (y-y)



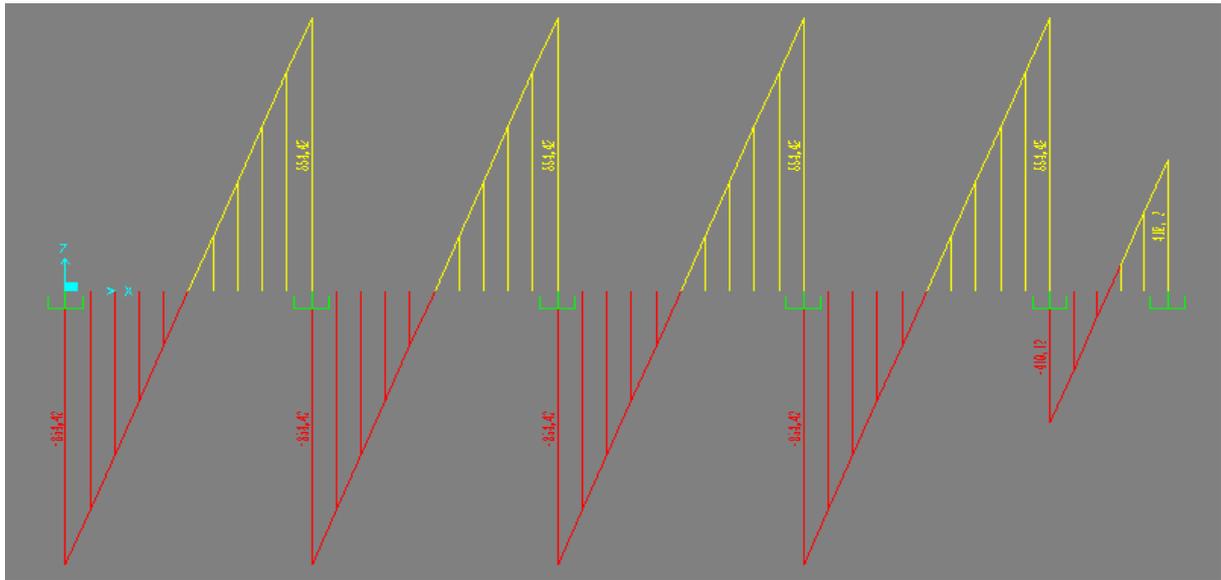


Figure VI.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (y-y)

- Sens longitudinal (x-x)

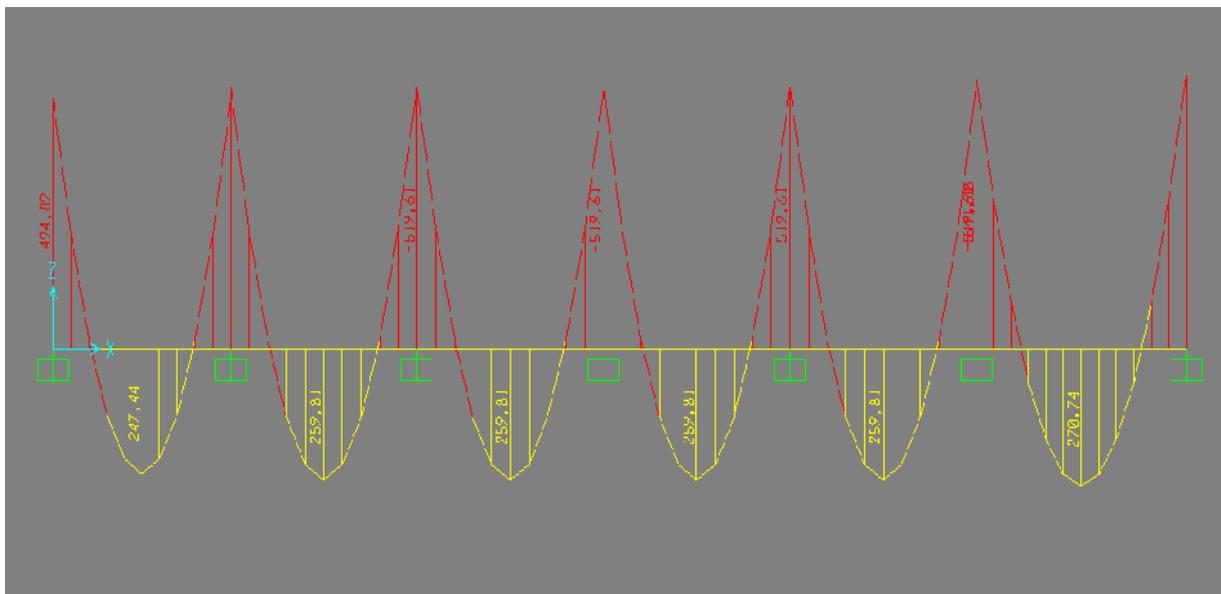


Figure VI.7 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (x-x)

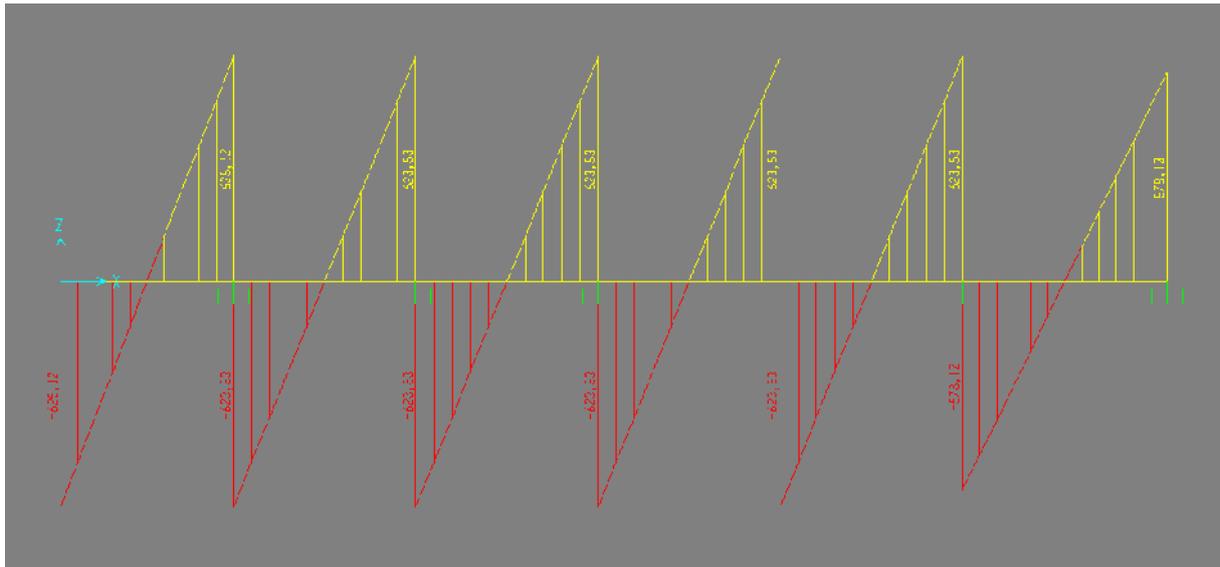


Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée (x-x)

b.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=90\text{cm}$; $h_0=50\text{cm}$; $b_0=60\text{cm}$; $d=85\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{500}{10}; \frac{500}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(50; 250)$$

Soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160\text{cm}$

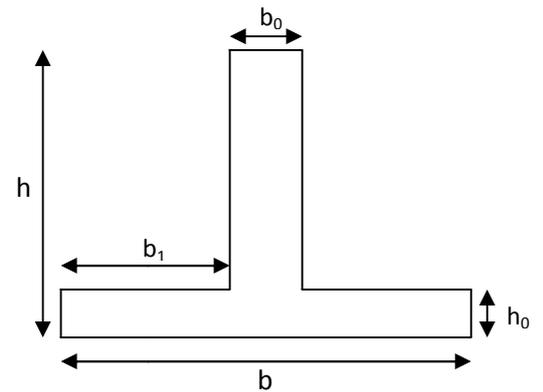


Figure VI.9 : Section à ferrailler

Tableau VI-5 : Ferraillage des nervures

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	270,74	9,23	16.42	4HA12+4HA20=17.07
	appuis	541,48	18,62	16.42	4HA14+4HA20=18.73
Y-Y	Travée	356.01	12.17	16.42	4HA12+4HA20=17.07
	appuis	712.02	24.62	16.42	4HA14+4HA25=25.80

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 851.42\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.626\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(2.57; 6; 2.5) = 25mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(22.5; 12; 14) = 12cm$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

• **Vérification des contraintes** : Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Tableau VI-6 : vérification des contraintes des nervures du radier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	264,53	15	1322217.61	3	210.06	vérifiée
	M_a	528,08	24.47	1324916.17	9.72	362.30	Non vérifiée
y-y	M_t	168.18	15	1322217.61	3	210.06	vérifiée
	M_a	336.36	32.66	1757325.82	6.25	150.27	vérifiée

La contrainte de l'acier en appuis selon xx est supérieure à la contrainte admissible $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

Soit : 4HA14+4HA25=25.80 cm².

Tableau VI-7 : vérification des nouvelles contraintes dans la nervure

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	264,53	15	1322217.61	3	210.06	vérifiée
	M_a	528.06	32.66	1757325.82	9.81	236.19	vérifiée
y-y	M_t	168.18	15	1322217.61	3	210.06	vérifiée
	M_a	336.36	32.66	1757325.82	6.25	150.27	vérifiée

- Espacement des armateurs :

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant :

Armatures // Ly: $St=13 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // Lx: $St=15 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

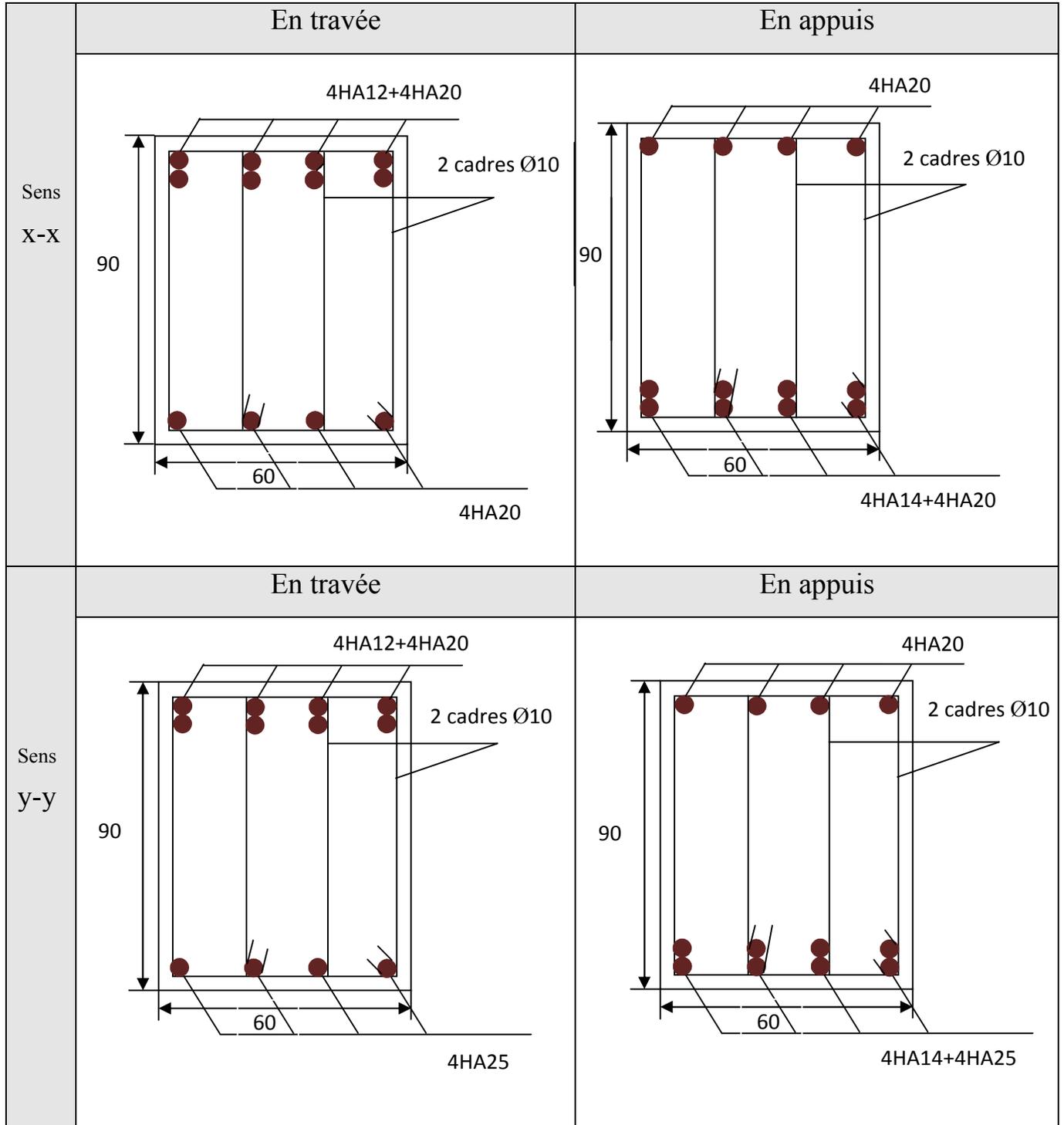


Figure VI.10: Schéma de Ferrailage des nervures de fondation

VI.5. Voile périphérique

VI.5.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.5.2. Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 2.90$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.

VI.5.3. Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 22^\circ$
- La cohésion : $C=4.3$ KN/m²

VI.5.4. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 22^\circ$

C : La cohésion $C=4.3$ KN/m²

$$K_a : \text{Coefficient de poussée des terres } K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.454$$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 20 \times 2.90 \times 0.454 = 26.34 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

b. Charge due à la surcharge :

$$P_2 = K_a \times Q = Q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}\right) = 4.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

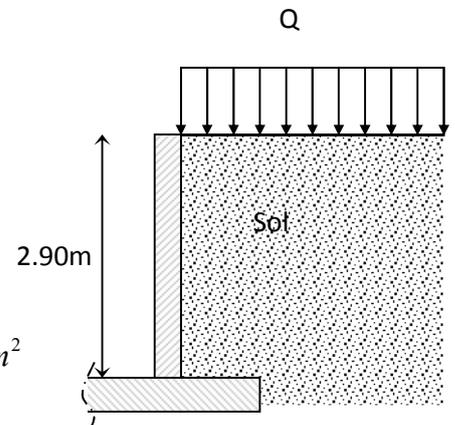


Figure VI.11 : Voile périphérique

V.5.5. Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 42.37 \text{ KN} / \text{m}$$

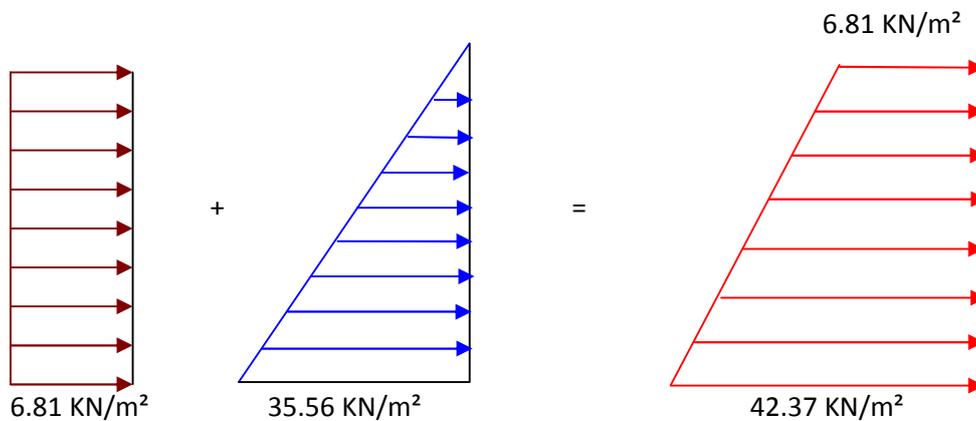


Figure VI.12 : Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 2.90 \text{ m.} \\ l_y = 5.03 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 42.37 + 6.81}{4} = 33.48 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 24.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **Moments retenues :**

▪ **En travée :**

$$\text{Sens (x) : } M_t = 0.85M_{0x} = 20.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_t = 0.85M_{0y} = 5.34 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_x = M_y = 0.5M_{0x} = 12.17 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 : Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	20.69	3.38	3.93	20	5HA10
	En appui	12.17	1.96	2.01	25	4HA8
y-y	En travée	5.34	0.85	2.01	25	4HA8
	En appui	12.17	1.96	2.01	25	4HA8

• **Vérifications :**

○ **Condition de non-fragilité :**

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.94\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.60\text{cm}^2 \end{cases}$$

○ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration nuisible})$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{33.48 \times 5.03}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.57}{2}} = 65.52\text{KN}$$

$$\tau = \frac{65.52}{1.018} = 0.36\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 30.88 + 4.54}{4} = 24.29\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 18.59 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 8.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

◆ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 15.80 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 6.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_x = M_y = 0.5 M_x = 9.29 \text{ KN.m}$$

Tableau VI-9 : Ferrailage du voile périphérique après vérification

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	15.80	2.56	3.02	17	6HA8
	En appui	9.29	1.49	2.01	25	4HA8
y-y	En travée	6.88	1.10	2.01	25	4HA8
	En appui	9.29	1.49	2.01	25	4HA8

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes dans le Béton

Sens		M (KN.M)	A(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
x-x	En travée	15.80	3.02	5.18	Vérifiée
	En appui	9.29	2.01	3.62	Vérifiée
y-y	En travée	6.88	2.01	2.69	Vérifiée
	En appui	9.29	2.01	3.62	Vérifiée

Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI-11 : Vérification des contraintes dans l'acier

Sens		M (KN.M)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	15.80	3.02	311.12	Non Vérifiée
	En appui	9.29	2.01	271.77	Non Vérifiée
y-y	En travée	6.88	2.01	201.26	Vérifiée
	En appui	9.29	2.01	271.77	Non Vérifiée

La contrainte dans l'acier en travée et en appuis, selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible sauf pour la contrainte en travée selon yy qui est admissible. La condition n'est pas vérifiée, alors on doit donc augmenter les sections des aciers.

$$\text{soit : } \begin{cases} A_t^x = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 \\ A_a = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau VI-12 : Vérification des nouvelles contraintes

Sens		M (KN.M)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	15.80	3.93	242,11	Vérifiée
	En appui	9.29	3.02	183,27	Vérifiée
y-y	En travée	6.88	2.01	201.26	Vérifiée
	En appui	9.29	3.02	183,27	Vérifiée

Espacement des armatures :

Conformément au RPA, l'espacement doit vérifier la condition suivante :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

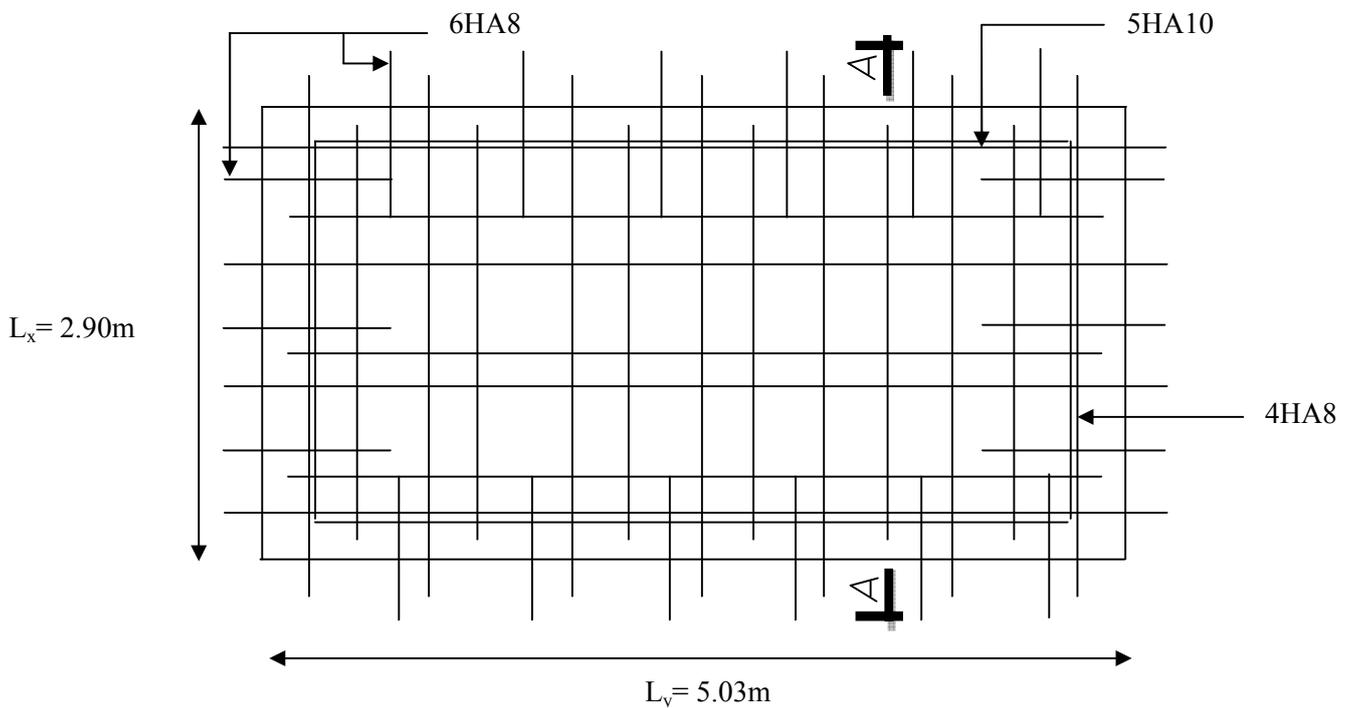
Le nouveau ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-13 : ferrailage final adopté pour le voile périphérique

Sens		M	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacements (cm)
x-x	En	15.80	3.93	1.94	5HA10	20
	En appui	9.29	3.02		6HA8	17
y-y	En	6.88	2.01	1.60	4HA8	25
	En appui	9.29	3.02		6HA8	17

Schéma de ferrailage du voile périphérique

Les armatures sont liées par quatre épingles /m² de diamètre Φ6.



Coupe A-A

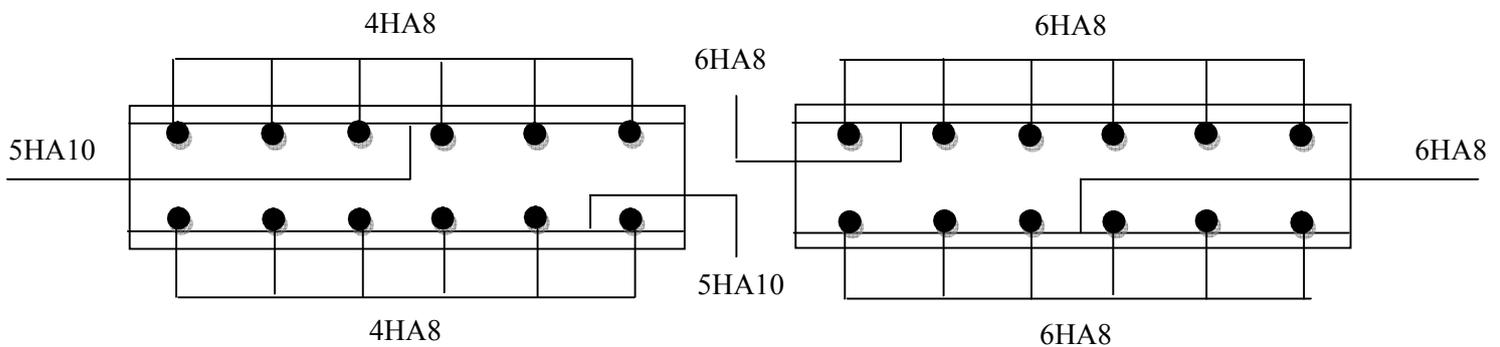


Figure VI.13 : schéma du ferrailage du voile

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Vu la présence d'un voile périphérique au niveau du sous-sol ($h=0$), la modélisation de notre structure est faite à partir du niveau supérieur ($h=2,90\text{m}$) car ce dernier forme une partie rigide et cela afin de répondre aux exigences du RPA99 version 2003.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux et la diminution de l'épaisseur des voiles à partir de 5^{ème} étage.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 5^{ème} étages) sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids très important de notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 (Règles parasismiques Algérienne ; RPA99addenda 2003).
- BAEL91 (béton armé aux états limites ; Edition Eyrolles troisième tirage 1997).
- CBA 93(code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993).
- DTR BC 2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- DRT BC 2.33.1 (règles de calcul des fondations superficielles), édition 1992.

ANNEXES

Annexe 1

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe 2

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 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	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	80.42	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	150.8
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	188.5
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	226.2
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

II- CONCLUSION

D'après les données géologiques et les résultats géotechniques obtenus, nous concluons que le terrain qui va servir d'assiette au projet de 75 logements, sis à EL ACHOUR, est :

↳ **Du point de vue topographie;** Le site en question est plat.

Du point de vue géologique ; Les coupes lithologiques des sondages réalisées ; mettent en évidence des limons argileux plus au moins sableux à graveleux de couleur marron jaunâtre à rougeâtre, marqués par quelques taches blanchâtres. L'ensemble est recouvert d'une terre végétale de 0.80 m de puissance maximale.

↳ **Du point de vue Hydrogéologique ;** Les niveaux aquifères s'établissent nettement au-dessus de l'assise argilo marneuse. Les nappes aquifères s'alimentent assez régulièrement par les eaux de pluies; d'après notre investigation sur site nous avons détecté la présence d'eau sur place à une profondeur de 9.00m.

↳ **Du point de vue fondation ;** Compte tenu de la nature du sol, ainsi que des résultats des essais in situ, la contrainte admissible retenue est de **1,50 bar** pour des fondations superficielles ancrées à **1.20 m** de profondeur à partir de la côte de terrassement.

↳ **Du point de vue stabilité de l'ouvrage ;** d'après les résultats de laboratoire il s'agit d'un sol limoneux sableux présentant une plasticité faible.

Les tassements sont admissibles et instantanés lors de la construction, la présence de quelques nids de craie risque d'engendrer un lessivage en contact d'eau donc il est nécessaire d'assurer un bon drainage des eaux avec protection des parois.

↳ **Du point de vue sismicité ;** Il est à souligner que la région d'« EL ACHOUR » se situe en zone sismique (zone III), de ce fait il faut tenir compte des nouveaux paramètres parasismiques établis par le CGS dans l'ADDENDA au RPA 99.

Résumé :

Notre travail a consisté à étudier un bâtiment (R+5+Sous-sol) à usage multiple, et qui doit être construit à El Achour (Alger), qui est classée zone III (zone de forte sismicité) par le RPA99 addenda 2003, nous avons opté pour un système de contreventement mixte (voile-portique). Nous avons étudié les différents éléments constituant cette ouvrage, à savoir les éléments secondaires et les éléments principaux sans oublier les fondations dans les quelle nous avons opté pour un radier général car il nous paré être le choix le plus adéquat pour notre bâtiment.