

République ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
Faculté de la technologie
Département de génie civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10 avec duplexes) à usage
d'habitation et commercial contreventé par
un système mixte (voile+portique)

RÉALISÉ PAR :

_ BEDJIL AYACHE
_ MEDDOUR A/HALIM

ENCADREUR :

_ Mr LAICHAOUI

MEMBRES DU JURY

Mr GUECHARI
Mme BOUKHEZAR

2013/2014

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études et de notre vie.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^r LAICHAOUI pour nous avoir aidés et guidés dans ce travail.

Nous remercions les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Et enfin on tient à remercier tous ceux qui ont participés de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont toujours épaulé, soutenu, et guidé durant toute ma vie.

A ma fiancée pour son soutien et sa sagesse, ainsi qu'à toute sa famille.

A mes sœurs bien aimées.

A tout mes amis et mes copains de chambre que je ne pourrais jamais mentionner sur une seule page et qui se reconnaîtront.

A mon binôme ainsi qu'à ses amis.

Ayache

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents <<MERE, PERE et GRAND-MERE>> qui m'ont toujours épaulé, soutenu, et guidé durant toute ma vie.

A mes frères DADA HMIMI et sa famille ; SAID

A mes sœurs bien aimées SAMIA, SOUHILA, et SOUAD.

A mes cousins EL FATAL et sa famille surtout BISSAM et
NADJIM

A tous mes amis MOUHAD, MOUHAND, SOFIANE , ALI,
MOURAD, FERHAT, AZZAM, BADAOUI, KARIM, KARIM,
CHRIF, KHALI, BILLAL BOURDJAH, HAMZA, WALID,
NASSIM, KAMAL, AYAD, NABIL, RIAD, HAMMOU,
CHAFIK, ABDENNOUR et autres...

Je tiens à

YASSMINA, SOUHILA "M", SABAH, DJAMILA, LILA,
LAMO, BIBA, HANNAN.

A mon binôme AYACHE ainsi qu'à toute sa famille.

HALIM

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I Généralités.....	2
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. Presentation de l'ouvrage	2
I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES.....	3
I.4. ETATS LIMITES.....	3
I.4.1. Etats limites ultimes (ELU).....	3
I.4.2. Etats limites service (ELS).....	3
I.5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	4
I.5.1. Les actions.....	4
I.5.2. Valeurs de calcul des actions	4
I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	6
I.6.1. Le béton.....	6
I.6.1.1. Les constituants du béton	6
I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton	6
I.6.1.3. Les contraintes limites du béton	9
I.6.2. L'acier	10
I.6.2.1. Principales armatures utilisées	11
I.7. HYPOTHESES DE CALCUL.....	12
I.8. Conclusion.....	14
Chapitre II Prédimensionnement des éléments	15
II.1. Introduction	15
II.2. Prédimensionnement.....	15
II.2.1. Plancher à corps creux.....	15
II.2.2. Les poutrelles	16
II.2.3. Les dalles pleines	17
II.2.4. Différents types de dalle pleines	18
II.2.5. Les escaliers	18

II.2.6. L'acrotère.....	22
II.2.7. Le garde-corps.....	24
II.2.8. Les voiles	24
II.2.9. Les poutres	25
II.2.10. Les poteaux	26
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	27
II.4. Descente de charges :	32
II.5. vérification des poteaux :	40
II.6. Conclusion.....	42
Chapitre III Etudes des éléments secondaires.....	43
III.1. Calcul des planchers	43
III.1.1. Etude des poutrelles	43
1. Methode de calcul des sollicitations	44
2. Les differents types de poutrelles	44
3. Calcul des charges revenant aux poutrelles	45
4. Exemple illustratif.....	46
5. Ferrailage.....	53
6. Vérifications.....	55
III.1.2. Planchers à dalles pleines.....	64
III.1.2.1. Dalles sur un seul appui.....	64
III.1.2.2. Dalles sur deux appuis.....	66
III.1.2.3. Dalles sur trois appuis.....	68
III.1.3. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	72
III.2. ETUDE DE L'ACROTERE	79
III.2.1. Hypothèse de calcul.....	79
III.2.2. Calcul des sollicitations	80
III.2.3. Ferrailage	82
III.2.4. Schéma de Ferrailage	85
III.3. Etude des escaliers.....	85
III.3.1. Etage courant, et RDC : (type 1).....	85
III.3.1.1. Ferrailage des escaliers	89

III.3.1.2. Verification de la section a l'ELS	91
III.3.1.3. Etat limite de compression du beton.....	93
III.3.2. Escalier : (type 2)	94
III.3.2.1. Ferrailage des escaliers.....	96
III.3.2.2. Vérification de la section à l'ELS.....	99
III.3.3. Etude du palier de repos	101
III.3.4. Schéma de ferrailage des deux types d'escaliers.....	106
IV. Etude de la poutre palière.....	106
Chapitre IV Calcul dynamique.....	111
IV.1. Introduction.....	111
IV.2. Méthode de calcul	111
IV.2.1. Méthode statique équivalente	111
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	115
IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme	116
IV.2.4. Exigence du RPA99 pour les système mixtes.....	116
IV.2.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	117
IV.2.5.1. Disposition des voiles de contreventement.....	117
IV.2.5.2. Résultats et discussions	119
IV.3. Conclusion	126
Chapitre V Calcul des éléments principaux.....	127
V. Introduction	127
V.1. Etude des poteaux.....	127
V.1.1. Les recommandation de RPA99/2003	127
V.1.2.Ferrailage	129
V.1.3.Verification au flambement	130
V.1.4. Verification des contraintes	131
V.1.5. Verifcation des sollicitations tangentes	132
V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux	133
V.2. les poutres	135
V.2.1. Les recommandation de RPA99/V2003	135
V.2.2.recommandation de BAEL.....	136

V.2.3.ferraillage des poutres	136
V.2.4. Verification a L'ELU.....	140
V.2.4.1. Condition de non fragilité	140
V.2.4.2. contrainte tangentielle maximale.....	140
V.2.5. verification a l'ELS	140
V.2.5.1. Etat limite d'ouverture des fissures.....	140
V.2.5.2. Etat limite de compression du béton.....	140
V.2.5.3. Etat limite de déformation	140
V.2.6. Verification a L'ELS	141
V.2.7. Schéma de ferraillage des poutres.....	141
V.3. Etudes des voiles	143
V.3.1. Définition	143
V.3.2. Recommandation du RPA99.....	144
V.3.3. La disposition des voiles	145
V.3.4. Le ferraillage	145
V.3.5. Tableau de verification de l'effort tranchant	150
V.3.6. Exemple de schéma de ferraillage (au RDC).....	151
Chapitre VI Calcul de l'infrastructure	152
VI.1. Introduction.....	152
VI.2. Choix de type des fondations	152
VI.3. Combinaisons d'action a considérer.....	152
VI.4. Etudes des fondations	152
Conclusion générale.....	169
Bibliographie	
Annexes	

Liste des Figures

Chapitre I :

Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)	9
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton	10
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier	11
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites (ELU).....	13

Chapitre II :

Figure II.1 : Plancher à corps creux	15
Figure II.2 : Sens de disposition des poutrelles.....	16
Figure II.3: Schéma d'une section en T _e	16
Figure II.4 : Détail d'un escalier.....	19
Figure II.5 : Coupe d'escalier de type 1	21
Figure II.6 : schéma statique de l'escalier.....	22
Figure II.7 : Schémas de l'acrotère.....	22
Figure II.8 : Garde-corps 3D.....	24
Figure II.9 : Coupe verticale d'un voile.....	24
Figure II.10 : Coupe transversale d'une poutre.....	25
Figure II.11 : Schéma d'un poteau et sa coupe.....	26
Figure II.12 : Schéma de l'ascenseur	31
Figure II.13 : Surface afférente du poteau P1.....	32
Figure II.14 : Schéma statique de descente de charge.....	34
Figure II.15 : surface afférente de poteau P2.....	36

Chapitre III :

Figure III.1: Schéma de la poutrelle.....	43
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 4	46

Figure III.3 : Schéma statique d'une poutre de plus de trois travées.....	47
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 7.....	50
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.....	63
Figure III.6 : Dalle sur 1 appui.....	64
Figure III.7: Schéma statique de la dalle.....	64
Figure III.8 : Schéma de ferrailage.....	65
Figure III.9 : Dalle sur deux appuis.....	66
Figure III.10 : Schéma statique de la dalle (console).....	66
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	68
Figure III.12 : Dalle sur 3 appuis.....	68
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	72
Figure III.14 : Dalle d'ascenseur.....	72
Figure III.15 : Schéma représentant la surface d'impacte.....	75
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
Figure III.17 : Schéma statique de l'acrotère.....	79
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	86
Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	88
Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	91
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	94
Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	95
Figure III.24 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	99
Figure III.25 : Schéma du palier de repos.....	101
Figure III.26 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	106
Figure III.27 : Schéma statique de la poutre palière.....	106
Figure III.28 : Section creuse équivalente.....	108
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	110

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Schéma de disposition des voiles	117
Figure IV.2 : Translation suivant l'axe x-x	118
Figure IV.3 : Translation suivant l'axe y-y	118
Figure IV.4 : Rotation	119
Figure IV.5 : Vue de la structure en 3D	122

Chapitre V :

Figure V.1 : Section d'un poteau	131
Figure V.2. Ferrailage poteau RDC et 1 ^{er}	133
Figure V.3. Ferrailage poteau 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	133
Figure V.4 : Ferrailage poteau 4 ^{ème} au 7 ^{ème}	134
Figure V.5 : Ferrailage poteau 8 ^{ème} au 10 ^{ème}	134
Figure V.6 : Disposition constructive des poutres	141
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales	144
Figure V.8 : Disposition des voiles	145
Figure V.9 : Section de ferrailage	145
Figure V.10 : Schéma exemple de ferrailage du voile Vx3 au RDC	151

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	153
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	153
Figure VI.3 : Schéma de rupture des dalles du radier	159
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de radier	163
Figure VI.5 : Schéma statique du débord	164

Figure VI.6 : <i>Schéma de ferrailage du débord</i>	164
Figure VI.7 : <i>Schémas statiques équivalents</i>	165
Figure VI.8 : <i>Coupe de la nervure</i>	166
Figure VI.9 : <i>Schéma de ferrailage de la nervure</i>	168

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	11
--	----

Chapitre II

Tableau II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	23
Tableau II.2: Evaluation des charges de garde-corps.....	24
Tableau II.3: Dimensions des voiles.....	25
Tableau II.4: Charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	27
Tableau II.5 : Charges sur le plancher étages courants.....	28
Tableau II.6 : Charges sur les dalles pleines.....	28
Tableau II.7 : Charges sur les paliers des escaliers.....	29
Tableau II.8 : Charges sur les volées.....	39
Tableau II.9 : Charges des murs extérieurs.....	30
Tableau II.10: Charges des murs intérieurs.....	30
Tableau II.11 : Caractéristiques de l'ascenseur.....	31
Tableau II.12 : Evaluation des charges de l'Ascenseur.....	32
Tableau II.13 : Les charges revenant au poteau central.....	34
Tableau II.14: Les charges revenant au poteau central.....	37
Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	40
Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux.....	41

Chapitre III

Tableau III.1 : Chargement sur les poutrelles.....	45
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	53
Tableau III.3 : Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.....	65
Tableau III.4 : Vérification des contraintes.....	65
Tableau III.5 : Calcul de la section d'acier.....	67
Tableau III.6 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	70
Tableau III.7 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	73
Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	64
Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	77
Tableau III.10 : Différentes combinaisons à utiliser.....	80
Tableau III.11 : Calcul des armatures principales.....	90
Tableau III.12 : Calcul des armatures principales.....	97
Tableau III.13 : Résultats de ferrailage du palier de repos.....	102
Tableau III.14 : Calcul d'armatures.....	107

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	112
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$	114

Tableau IV.3 : Spectre de réponse de calcul résumé des résultats.....	116
Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	119
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales.....	120
Tableau IV.6 : Vérification sous charges verticales.....	121
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	122
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit	123
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens X-X'	124
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'	124
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X'	125
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'	125

Chapitre V

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux	128
Tableau V.2 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	129
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux solidaires aux voiles.....	129
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	130
Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime.....	131
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	132
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes	133
Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres	137
Tableau V.9 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	139
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte limite de béton	140
Tableau V.11 : Vérification de l'utilité de la flèche.....	141
Tableau V.12 : Schéma de ferrailage des poutres du RDC et étage courant.....	142
Tableau V.13 : Schéma de ferrailage des poutres de terrasse	142
Tableau V.14 : Ferrailage de voile V_{x1}	147
Tableau V.15 : Ferrailage de voile V_{x2}	147
Tableau V.16 : Ferrailage de voile V_{y1}	148
Tableau V.17 : Ferrailage de voile V_{y2}	149
Tableau V.18 : Ferrailage de voile V_{y3}	150
Tableau V.19 Vérification de l'effort tranchant selon X-X'.....	150
Tableau V.20 Vérification de l'effort tranchant selon Y-Y'	151

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Section des armatures du radier	160
Tableau VI.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton	162
Tableau VI.3 : Les nouveaux résultats de la vérification de l'état limite de compression du béton.....	162
Tableau VI.4 : Le ferrailage du débord	164
Tableau VI.5 : Sollicitations maximales sur la nervure N1	166
Tableau VI.6 : Ferrailage de la nervure N1	167
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes	167

INTRODUCTION

Les séismes tout comme les autres catastrophes naturelles ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, ainsi les dégâts qu'ils engendrent sont d'autant plus conséquents. Il est difficile d'appivoiser le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Ainsi l'ingénieur en génie civil a pour objectif de trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir : la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales ainsi que celles du terrain.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10 avec duplexes), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), notre étude est ainsi structurée sur six chapitres principaux.

On commencera par présenter le projet et les principes de calcul en chapitre I, on va ensuite dimensionner les éléments du bâtiment en chapitre II, au troisième chapitre, on va calculer tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre portera sur la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure sera soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-V14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL99, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1. INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est l'étude d'une construction (R+10 avec duplexe) à usage d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du *RPA99 version 2003* (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Sétif qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le *RPA 99 version 2003*. Sur un site ferme de type S2 et cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation.

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- | | |
|-------------------------------------|-------------------------------|
| ▪ Largeur en plan | $L_y=21.20\text{m}$ |
| ▪ Longueur en plan | $L_x= 23.20\text{m}$ |
| ▪ La hauteur de RDC | $h_{\text{RDC}}=4.08\text{m}$ |
| ▪ La hauteur d'étage courant | $h_{\text{ec}}=3.06\text{m}$ |
| ▪ La hauteur totale sans acrotère | $H=34.68\text{m}$ |
| ▪ La hauteur totale avec l'acrotère | $H_t= 35.28\text{m}$ |

Selon le *RPA99 version 2003* pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons 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.

I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES

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

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.3.3

I.4. ETATS LIMITES

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

I.4.1. États limites ultimes (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime la résistance des matériaux est atteinte. La sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

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

I.4.2. Etats limites 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).

I.5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

I.5.1. Les actions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, 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 variables ont une intensité 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 explosions.
- Les feux.

I.5.2. 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.

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 :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

▪ Situations accidentelles

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

I.6.1.1. Les constituants du béton

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influent la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton

- **Résistance à la compression f_{cj}**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression estimée en MPa. Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette

cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Ces valeurs sont définies par les formules suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

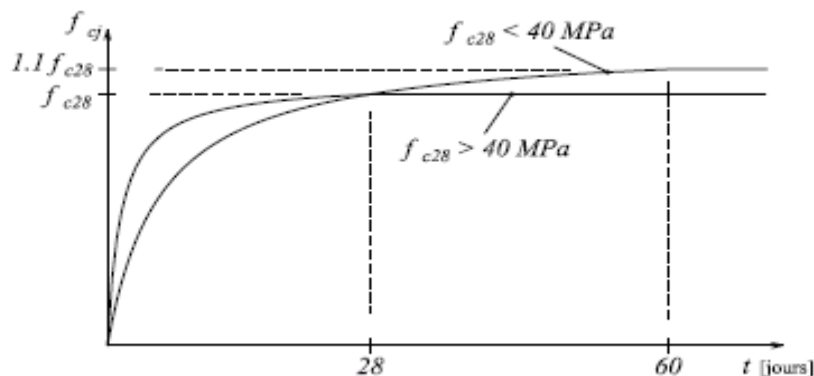


Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

▪ **Résistance à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

▪ Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où} : E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

▪ Module de déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

▪ **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour une fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa}$. Fissuration préjudiciable.

▪ **Diagramme contrainte déformation**

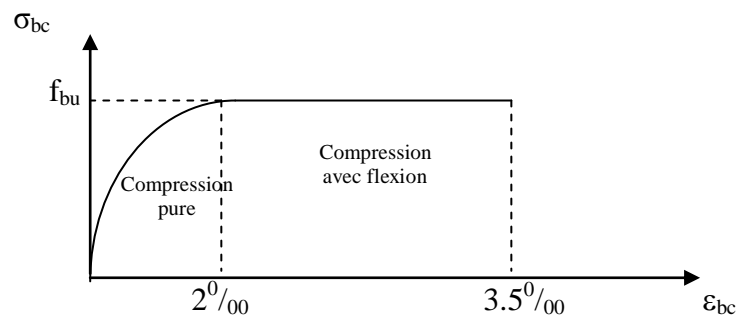


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.4) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\sigma_{bc} = 0.25 * f_{bc} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 * \epsilon_{bc})$

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bu}$ tel que : $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

I.6.2. L'acier

Le matériau 'acier' est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, on distingue :

Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Résistance caractéristique de l'acier**

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

I.6.2.1. Principales armatures utilisés

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

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

- **Contrainte limite**

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

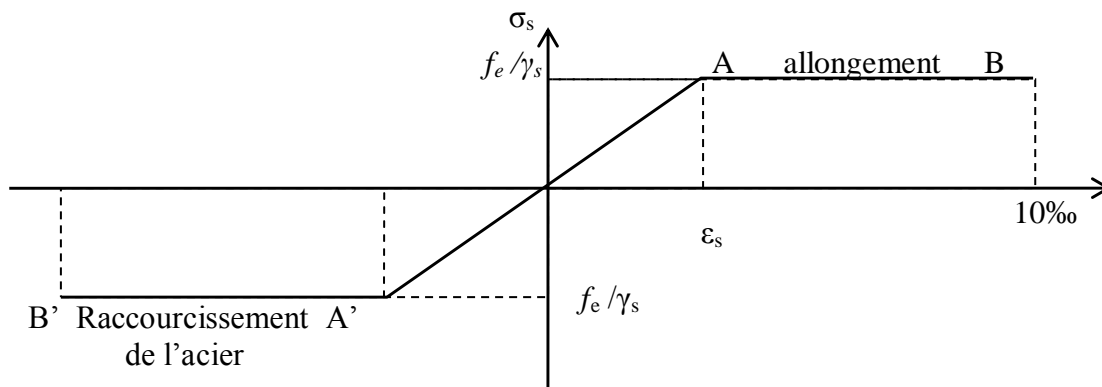


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

Etat limite de service

Nous distinguons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7. HYPOTHESES DE CALCUL

Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton

est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

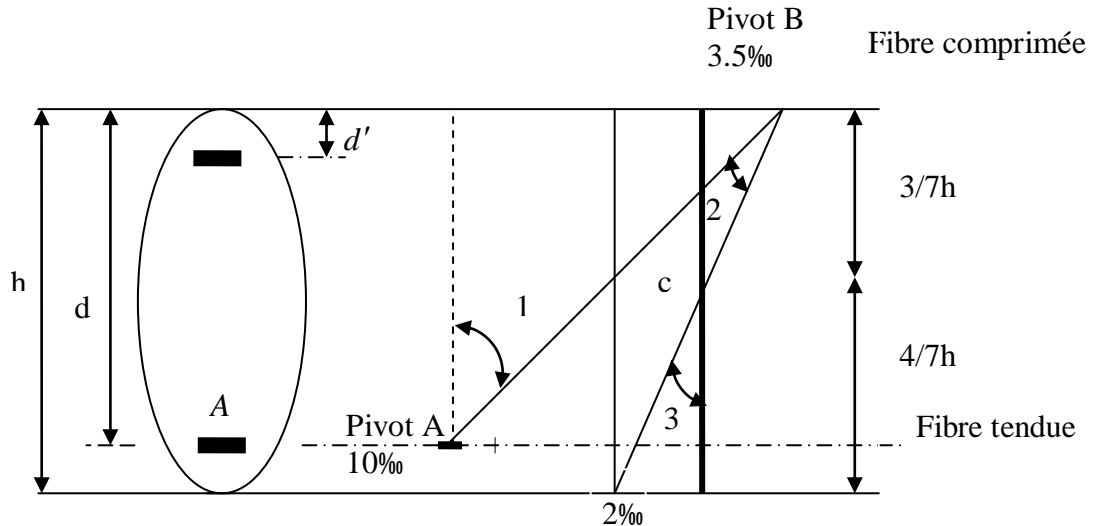


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites (ELU)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$.
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

I.8. CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

II.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux différentes sollicitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL99, RPA99 version 2003 et le CBA93.

II.2. Prédimensionnement

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)** :

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

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptée.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 440 - 50 = 390 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$



Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- 1) Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- 2) Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

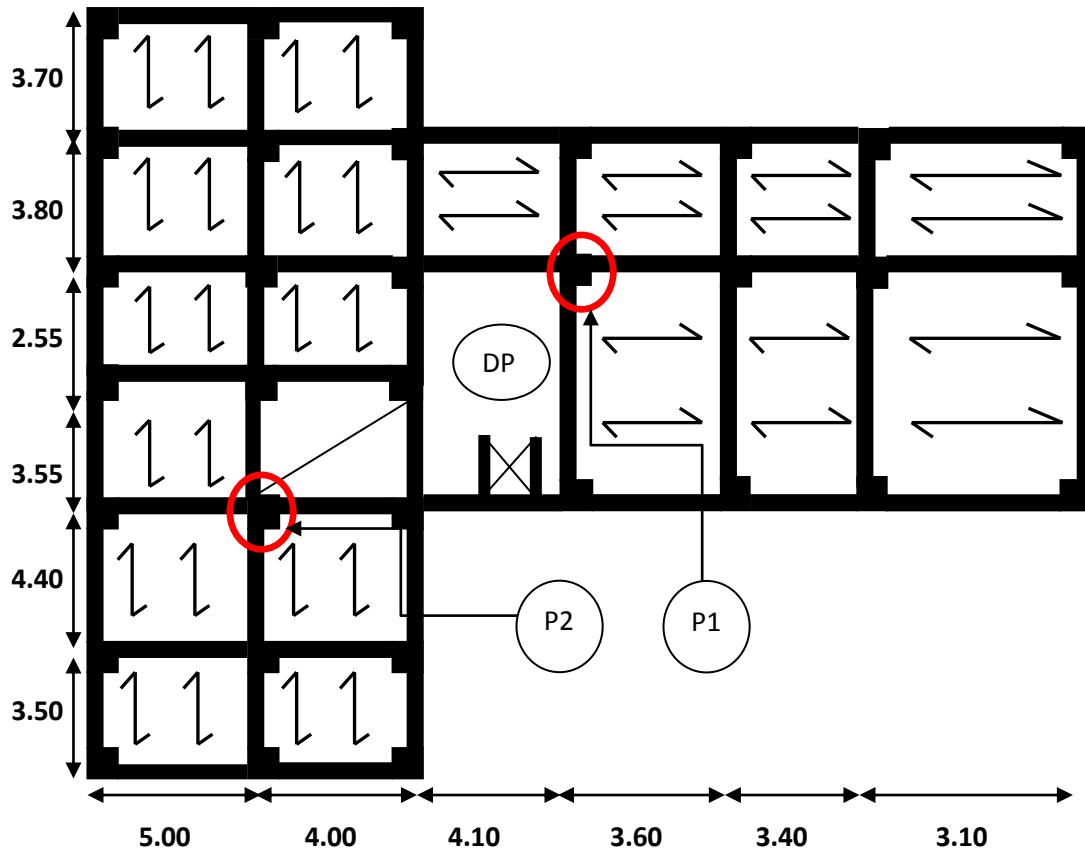


Figure II.2 : Sens de disposition des poutrelles

Les poutrelles se calculent en section T. la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la

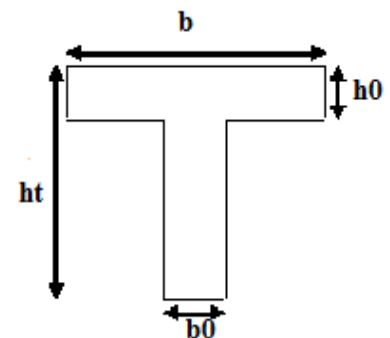


Figure II.3: Schéma d'une section en T.

formule suivante :

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

L_x : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 460$ cm

Donc on aura

$$\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{460}{10} \right) = \min (27.5, 46)$$

Ce qui donne : $b \leq 65,00$ cm.

On opte pour $b = 65$ cm.

II.2.3. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type dépend de trois critères :

- **critère de résistance à la flexion : RPA99/2003**

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- 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.

- **Critère de résistance au feu : CBA 93**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique**

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

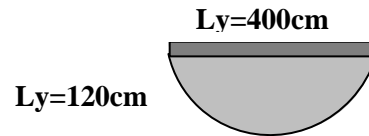
Différents types de dalle pleines

Dans ce projet on a des dalles reposant sur :

II.2.4. Différents types de dalles pleines**a) Dalle sur 1 appui :**

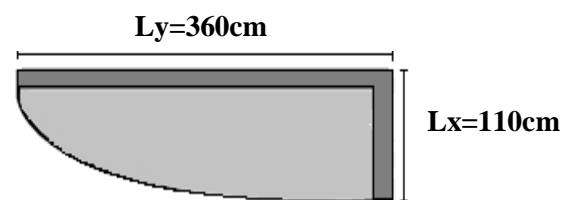
$$L_x = 120 \text{ cm} \quad L_y = 400 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

**b) Dalle sur 2 appuis :**

$$L_x = 110 \text{ cm} \quad L_y = 360 \text{ cm}$$

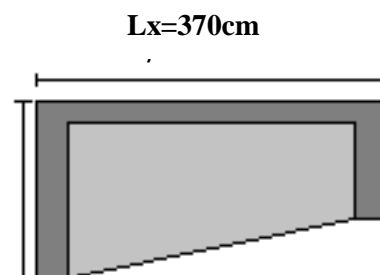
$$\text{On aura donc : } \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \Rightarrow 3.14 \text{ cm} \leq e \leq 3.67 \text{ cm}$$

**c) Dalle sur 3 appuis :**

$$L_x = 120 \text{ cm} \quad L_y = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 2.4 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

$$L_x = 120 \text{ cm}$$



On prend l'épaisseur des dalles $e = 14 \text{ cm}$.

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.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

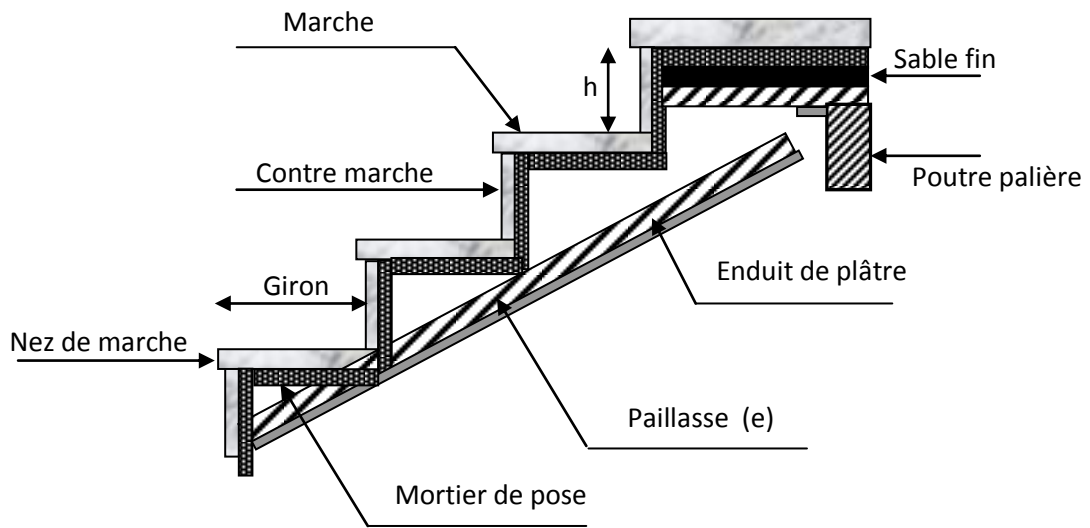


Figure II.4 : Vue en plan d'un escalier

Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont du type classique et pratique du fait du caractère répétitif lors de la réalisation, ainsi que l'avantage qu'ils apportent en matière de finition. Les volées reposent simplement sur les poutres palières.

Escalier type 1 (trois volées)

Hauteur d'étage : 4.08 m

- Détermination de g et h :
Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$$h_{\text{contre-marches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contremarche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$ on prends $h = 17 \text{ cm}$

g : giron de la marche avec $g \geq 23 \text{ cm}$.

En utilisant la condition de blondel on trouve $g = 30 \text{ cm}$

Notre escalier est composé de 3 volées dont 2 identiques donc notre calcul sera effectué pour 2 volées.

$n = 18$ contre marches avec $n = 306/17$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de la volée 1} = 1.02\text{m} \\ \text{Hauteur de la volée 2} = 1.53. \\ \text{Largeur de la volée} = 1.3\text{m} \end{array} \right.$$

La volée comporte “n” contre marches et “n-1” marches

- **Pour la volée 1**

$$n = 6$$

Vérification :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{6-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30\text{cm} > 23\text{cm.}$$

Vérification :

$$59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{25}$$

$$\text{Avec } l = l' + 1.30 + 0.7$$

$$\text{Avec } l' = \frac{1.02}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = 29.54^\circ$$

$$\Rightarrow l' = 2.06 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l = 4.06\text{m}$$

$$13.53 \leq e \leq 16.25 \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

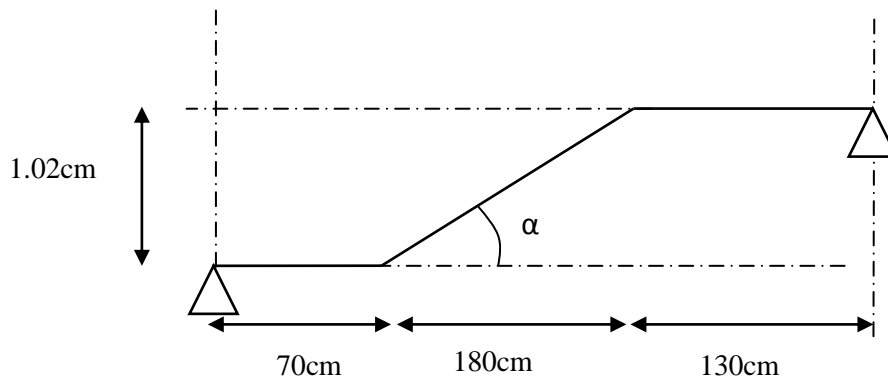


Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier de type 1

- **Pour la volée 2**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 1.53\text{m.} \\ L = 1.3\text{m.} \end{array} \right.$$

On opte pour un nombre de contre marches : $n=9$

Ce qui donne le nombre de marches égale à 8.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 25\text{cm}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{25}$$

$$L = l' + L_{\text{palier1}} + L_{\text{palier2}}$$

$$L = 1.30 + 2.84 = 4.14\text{cm}$$

$$13.82 < e < 16.58 \text{ on prend } e = 15$$

1^{ère} condition de résistance : $e \geq \frac{l}{20} \Rightarrow e \geq 14.2\text{cm}$.

2^{ème} condition de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu (vérifiée)

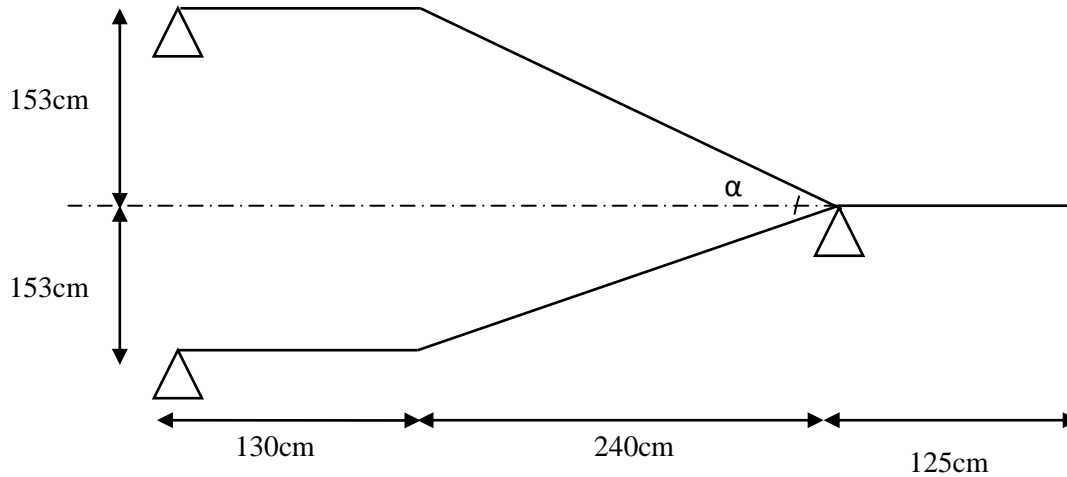


Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier de type 2

Escalier type 2 (duplexes) : pour les duplexes nous avons opté pour des escaliers en bois, et en vue de leur légèreté et leurs poids qui est négligeable devant celui du béton on prendra les dimensions directement du plan d'architecture.

II.2.6. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant 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.

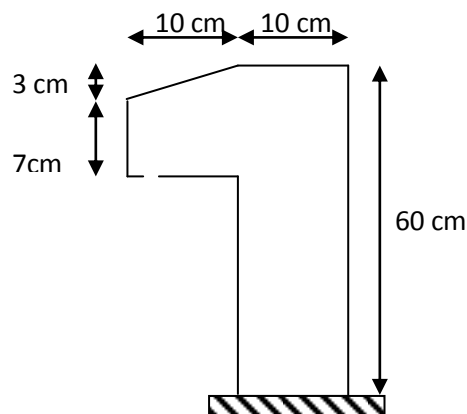


Figure II.7 : Schéma statique de l'acrotère

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

- **Charge vertical**

Tableau II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G Total (kN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.16	1.88

La charge totale estimée est : $G = 1,88 \text{ kN/ml}$.

La charge d'exploitation est : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ **DTR B.C.2.2.**

- **Charge horizontale (Charge sismique)**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Sétif).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1,88 \text{ kN/ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,88 \Rightarrow F_p = 0,90 \text{ kN}$$

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

II.2.7. Le garde-corps

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse accessible et ayant pour rôle d'assurer la sécurité des habitants, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Tableau II.2: Evaluation des charges du garde-corps.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de garde-corps	0.10	0,08	25	2
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,016	20	0,32
Enduit de ciment extérieur	0.015	0,012	20	0,24
Charge permanente totale	G=2.56KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

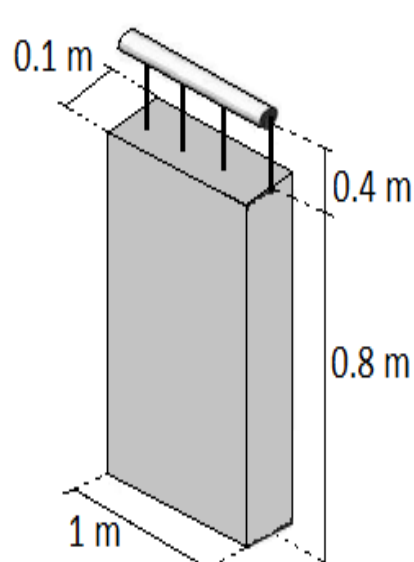


Figure II.8 : Garde-corps 3D

II.2.8. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1. $e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples.
2. $e \geq 15 \text{ cm}$
3. $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

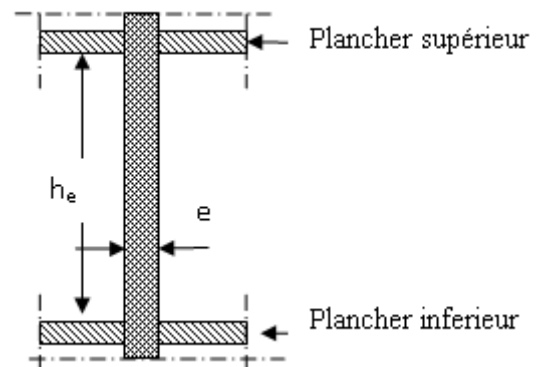


Figure II.9 : Coupe verticale d'un voile.

Dans notre cas on a les dimensions résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Dimensions des voiles.

Niveau	h(cm)	he(cm)	e _{min} (cm)	L _{min} (cm)	e adoptée
RDC	408	388	19.4	77.60	20
autres étages	306	286	14.3	57.20	15

II.2.9. Les poutres

1. Les poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres

se fait en utilisant la condition suivante

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

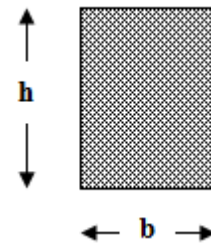


Figure II.10 : Coupe transversale d'une poutre.

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : distance maximale entre axes (L_{max} = 5 – 0.40 = 4.60m).

D'où :

$$\frac{460}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.67\text{cm} \leq h_{pp} \leq 46\text{cm}$$

Donc on admet des poutres de dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{pp} = 40\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Où } b : \text{ largeur de la poutre}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003, (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{pp}}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les poutres secondaires

$$L = 4.40 - 0.50 = 3.90m$$

$$\frac{390}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26cm \leq h_{ps} \leq 39cm$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{ps} = 35cm \quad b = 30cm \\ \text{On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.} \end{array} \right.$$

II.2.10. 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.

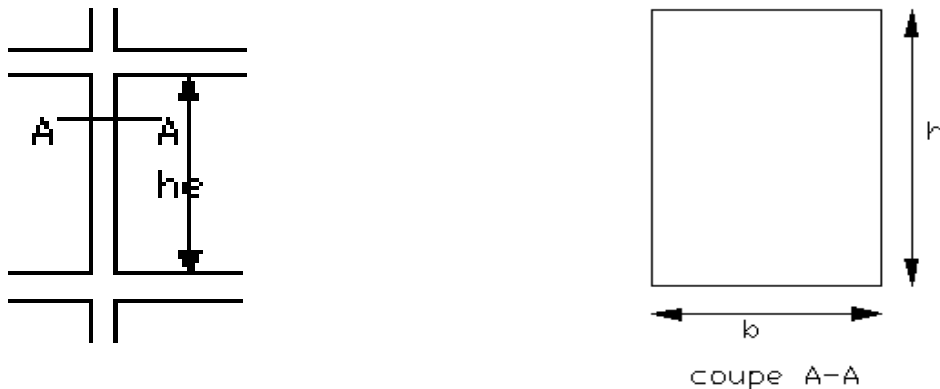


Figure II.11 : Schéma d'un poteau et sa coupe.

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \\ \left\{ \begin{array}{l} D \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{pour un poteau circulaire} \end{array} \right.$$

$h_e = 4.08m$ Pour le RDC.

$h_e = 3.06m$ Pour l'étage courant.

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

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ RDC et étage1: 55*55 cm².
- ✓ Etages 02,03: 50*50cm².
- ✓ Etages 04,05 :45*45 cm².
- ✓ Etages 06,07 :40*40 cm².
- ✓ Etages 08, 09,10 :35*35 cm².

II.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Terrasse inaccessible**

Tableau II.4: charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (16+4)	14	0.20	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 5.82 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 1 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Plancher étages courants**

Tableau II.5 : Charges sur le plancher étages courants.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.20	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloison de répartition	/	/	1
Charge permanente totale	G=4.20 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Dalles pleines (balcons)**

Tableau II.6 : Charges sur les dalles pleines.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	G=4.86 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- Les escaliers
- a) Palier

Tableau II.7 : Charges sur les paliers des escaliers.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G=5.11 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- b) Volée

Tableau II.8 : Charges sur les volées.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	20	0.02	0.40
Revêtement vertical	20	0.013	0.26
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Marche	22	0.17× (1/2)	1.87
Paillasse1	25	0.15/cos(29.54)	4.31
Paillasse2	25	0.15/cos(32.51)	4.39
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G=7.88 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Murs extérieurs**

Tableau II.9 : Charges des murs extérieurs.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 2.85 KN/m ²		

- **Murs intérieurs**

Tableau II.10: Charges des murs intérieurs.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 1.13 KN/m ²		

- **L'ascenseur**

Un ascenseur est un appareil mécanique assurant le déplacement des personnes (et des objets) en haut et/ou en bas sur des niveaux définis d'une construction, notre ascenseur est placé à l'intérieur du bâtiment dans une gaine.

Gaine : la gaine est un silo ou circule la cabine d'ascenseur dont les parois en maçonnerie rigide

Cabine : la cabine est l'élément mobile qui orbite les personnes à transporter et qui circule verticalement dans la gaine.

Contrepoids : comme son nom l'indique, il compense le poids de la cabine et de ses passagers de manière à diminuer les efforts au niveau de treuil de traction.

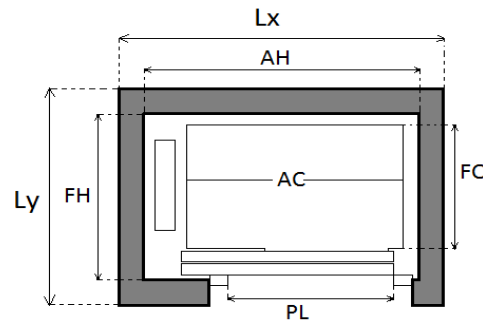


Figure II.12 : Schéma de l'ascenseur

- **Caractéristiques de l'ascenseur :**

Tableau II.11 : Caractéristiques de l'ascenseur

Charge/capacité	Vitesse	1.6 m/s
	Personnes	8
	Charge Q	6.3 KN
Cabine	AC : largeur	1.1 m
	FC : longueur	1.4 m
	PL : passage libre	0.9 m
	Masse de la cabine avec sa charge maxi	100KN
	HC: Hauteur intérieure	2.1 m
Accès	Accessibilité	Publique et personnes
	Nombre d'accès	1
Gaine	AH : largeur	1.8 m
	FH : longueur	2.03 m
Moteur	P _m : Puissance mécanique nominale	6.8 KW
	M _m : Masse	15 KN
Contrepoids	Masse	44 KN

F_{cu} : les charges reportées dans la cuvette.

$$F_{cu}=100+44= 144 \text{ KN.}$$

• Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.12 : Evaluation des charges de l'Ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m ²)	$G_1 = (25 \times 0.2) + (22 \times 0.04)$	5.88 KN/m ²
La surface de la dalle (m ²)	$S = L_x \times L_y = 1.7 \times 2.25$	3.82 m ²
Poids reporté dans la dalle (KN/m ²)	$G_2 = (F_{cu} + M_m) / S = (144 + 15) / 4.66$	34.12 KN/ m ²
Poids total (KN/m)	$G_T = G_1 + G_2$	40 KN/m ²

La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4. Descente de charges :

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

Pour le poteau P1 :

• La surface afférente

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15.40 \text{ m}^2$$

Les charges et surcharges:

Plancher terrasse inaccessible: $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.82 \times 15.40 = 89.63 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 15.40 = 15.40 \text{ KN} \end{array} \right.$

Plancher étages RDC; 1 à 9 $\left\{ \begin{array}{l} G = 4.20 \times 15.40 = 64.68 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 15.40 = 23.10 \text{ KN} \end{array} \right.$

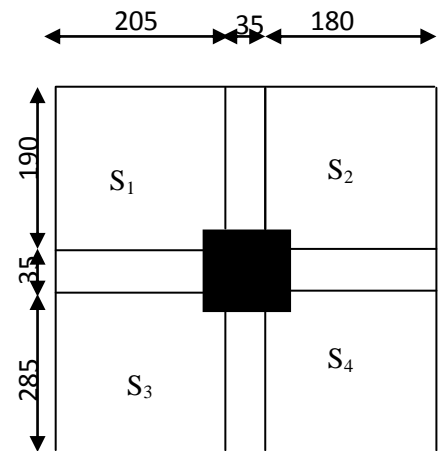


Figure II.13 : Surface afférente du poteau P1.

- **Poids propre du poteau :**

- Poteau (35*35)

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,35 * 0,35 * 3,06 = 9,37 \text{KN}$$

- Poteau (40*40)

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,40 * 0,40 * 3,06 = 12,24 \text{KN}$$

- Poteau (45*45)

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,45 * 0,45 * 3,06 = 15,49 \text{KN}$$

- Poteau (50*50)

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,5 * 0,5 * 3,06 = 19,125 \text{KN}$$

- Poteau (55*55)

$$P_{\text{pot}} = 25 * 0,55 * 0,55 * 4,08 = 30,85 \text{KN (RDC)}$$

- **Poids des poutres**

- Poutres principales

$$P_{\text{pp}} = 25 * 0,40 * 0,35 * 4,75 = 16,62 \text{KN}$$

- Poutres secondaires

$$P_{\text{ps}} = 25 * 0,35 * 0,30 * 3,85 = 10,10 \text{KN}$$

$$P_{\text{pout}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 26,72 \text{KN}$$

- **La loi de dégression**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit

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

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Niveau 7 : surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge étage 7 + $0.5 \times Q$

Niveau 9 : surcharge étage 8 + $0.5 \times Q$

Niveau 10 : surcharge étage 9 + $0.5 \times Q$

Niveau 11 : surcharge étage 10 + Q

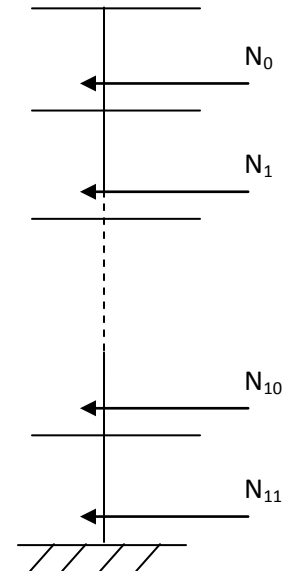


Figure II.14 : Schéma statique de descente de charge.

- **RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGES**

Tableau II.13 : les charges revenant au poteau P1.

Niveaux	Elément	G(kn)	Gt(kn)	Qt(kn)
---------	---------	-------	--------	--------

N0	terrasse inacc Poutres Acrotère	89.63 26.72 2.21	118.56	15.4
N1	N ₀ étage courant Poutres Poteau maçonnerie	118.56 64.68 26.72 9.37 34.12	253.45	38.5
N2	N ₁ Plancher étage courant Poutres Poteau Maçonnerie	253.45 64.68 26.72 9.37 50.41	404.63	59.29
N3	N ₂ Plancher étage courant Poutres Poteau Maçonnerie	404.63 64.68 26.72 9.37 50.41	555.81	77.77
N4	N ₃ Plancher étage courant Poutres Poteau maçonnerie	555.81 64.68 26.72 12.24 50.41	709.86	93.94
N5	N ₄ Plancher étage courant Poutres Poteau maçonnerie	709.86 64.68 26.72 12.24 50.41	863.91	107.8
N6	N ₅ Plancher étage courant Poutres Poteau maçonnerie	863.91 64.68 26.72 15.49 50.41	1021.21	119.35
N7	N ₆ Plancher étage courant Poutres Poteau maçonnerie	1021.21 64.68 26.72 15.49 50.41	1178.51	130.9

N8	N ₇	1178.51	1339.44	142.45
	Plancher étage	64.68		
	courant			
	Poutres	26.72		
	Poteau	19.12		
N9	maçonnerie	50.41	1500.37	154
	N ₈	1339.44		
	Plancher étage	64.68		
	courant			
	Poutres	26.72		
N10	Poteau	19.12	1665.32	165.55
	maçonnerie	50.41		
	N ₉	1500.37		
	Plancher étage	64.68		
	courant			
N11	Poutres	26.72	1787.57	177.1
	Poteau	30.85		
	N ₁₀	1665.32		
	Plancher étage	64.68		
	RDC			

▪ L'effort normal ultime pour le poteau central (P2) :

$$N_u = 1,35 \cdot 1787.57 + 1,5 \cdot 177.1 = 2678.87 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

$$10\% \text{ tel que : } N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

La surface afférente

$$S = S_2 + S_3 + S_4 = 10.63 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{esc}} = S_1 = 3.75 \text{ m}^2$$

♦ Les charges et surcharges:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plancher terrasse inaccessible:} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} = 5.82 \times 10.63 = 61.87 \text{ KN} \\ = 1 \times 10.63 = 10.63 \text{ KN} \end{array}$$

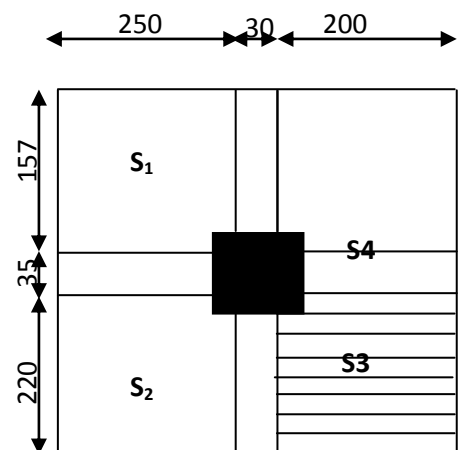


Figure II.15 : surface afférente de poteau P2

$$\text{Plancher étages RDC;1 à 9 : } \left\{ \begin{array}{l} G= 4.20 \times 10.63 = 44.65 \text{KN} \\ Q= 1.5 \times 10.63 = 15.95 \text{K} \end{array} \right.$$

$$\text{Escaliers : } \left\{ \begin{array}{l} G= 7.88 \times 3.75 = 29.55 \text{ KN} \\ Q= 2.5 \times 3.75 = 9.37 \text{KN} \end{array} \right.$$

- **Poids des poutres**

- Poutres principales

$$P_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,35 \times 4.125 = 14.44 \text{KN}$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 4.8 = 12.6 \text{KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 27.04 \text{K}$$

- **Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charges**

Tableau II.14: les charges revenant au poteau P2.

Niveaux	Elément	G(kn)	Gt(kn)	Qt(kn)
N0	terrasse inacc	61.87	91.12	10.63
	Poutres	27.04		
	Acrotère	2.21		

N1	N ₀ étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	91.12 44.65 27.04 9.37 29.55 34.12	235.85	35.95
N2	N ₁ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers Maçonnerie	235.85 44.65 27.04 9.37 29.55 50.41	396.87	58.94
N3	N ₂ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers Maçonnerie	396.87 44.65 27.04 9.37 29.55 50.41	557.89	79
N4	N ₃ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	557.89 44.65 27.04 12.24 29.55 50.41	721.78	96.72
N5	N ₄ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	721.78 44.65 27.04 12.24 29.55 50.41	885.67	109.37
N6	N ₅ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	885.67 44.65 27.04 15.49 29.55 50.41	1052.81	122.04

N7	N ₆ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	1052.81 44.65 27.04 15.49 29.55 50.41	1219.95	134.70
N8	N ₇ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	1219.95 44.65 27.04 19.125 29.55 50.41	1390.73	142.45
N9	N ₈ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	1390.73 44.65 27.04 19.125 29.55 50.41	1561.5	154
N10	N ₉ Plancher étage courant Poutres Poteau escaliers maçonnerie	1561.5 44.65 27.04 30.85 29.55 50.41	1744	147.45
N11	N ₁₀ Plancher étage RDC Poutres Poteau escaliers	1744 44.65 27.04 39.55 30.85	1876.09	160.02

▪ **L'effort normal ultime pour le poteau (cage d'escalier) :**

$$N_u = 1,35 \cdot 1876,09 + 1,5 \cdot 160,02 = 2772,75 \text{ KN}$$

Donc $N_{U_{\max}} = 2772,75 \text{ KN}$ (pour poteau centrale

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

$$10\% \text{ tel que : } N_u = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$$

$$\text{Donc } N_u = 1,1 \times 2772,75 = 3050,026 \text{ KN}$$

II.5) vérification des poteaux :

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3050.026 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.203 m^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 m^2$.

$B = 0.302 \geq 0.26 m^2$. Condition vérifiée.

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

Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calcule		observation
			B	B calculé	
RDC et 1 ^{er}	3050.026	55*55	0.302	0.26	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{em}	2572.93	50*50	0.25	0.17	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2033.89	45*45	0.202	0.135	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	1494.68	40*40	0.16	0.096	Vérifiée
8 ^{eme} , 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	958.71	35*35	0.122	0.064	Vérifiée

- **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

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

On calcule l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau II.16 : vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r > B_r$ calculé		observation
			B_r	B_r calculé	
RDC et 1 ^{er}	3050.026	55*55	0.2809	0.22	Vérifiée
2 ^{er} et 3 ^{eme}	2572.93	50*50	0.2304	0.140	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2033.89	45*45	0.1849	0.109	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	1494.68	40*40	0.1444	0.08	Vérifiée
8 ^{eme} ; 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	958.71	35*35	0.1089	0.051	Vérifiée

II.6) Conclusion:

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

- ✓ Poutres principales : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ Voile étage : $e = 15 \text{cm}$.
- ✓ Voile RDC : $e = 20 \text{cm}$.
- ✓ Poteaux du RDC et 1: $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 2 et 3: $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 6 et 7 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 8, 9 et 10 : $35 \times 35 \text{cm}^2$.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme étant des sections en T et posées sur plusieurs appuis.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On prend $b = 10 \text{ cm}$

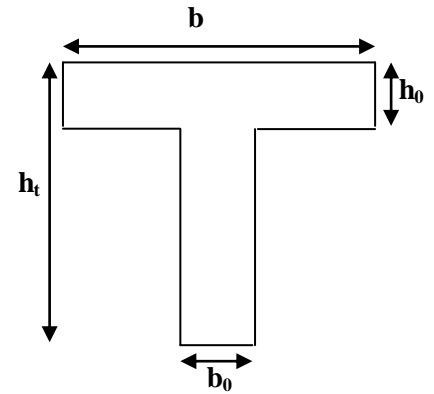


Figure III.1: Schéma de la poutrelle

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

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

L_x : Est la distance entre nus d'appuis.

L_y : longueur (entre nus) minimale d'une travée de l'élément calculé.

Dans notre projet, on a : $L_x = 200 \text{ cm}$

$$L_y = 445 \text{ cm}$$

Donc on aura : $\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{200}{2}; \frac{445}{10} \right) = \min (100; 44.5)$

on retrouve : **$b = 45 \text{ cm}$**

et puisque $45 < 65 \text{ cm}$ on prends **$b = 65 \text{ cm}$**

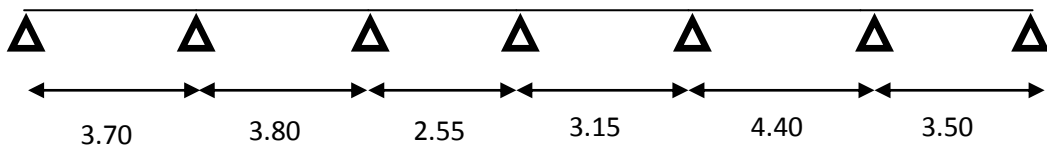
1) Méthode de calcul des sollicitations :

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

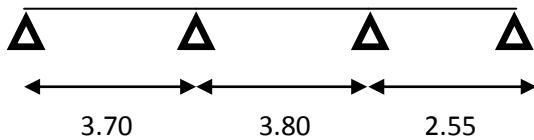
- Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL 99)
- Méthode de Caquot. (BAEL99art B.6.210)

2) Les différents types de poutrelles :

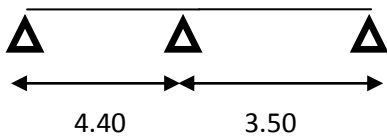
Type 1



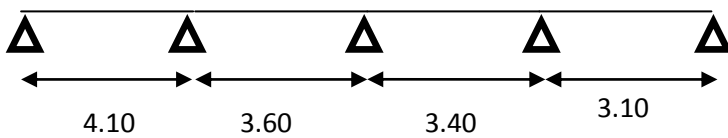
Type 2



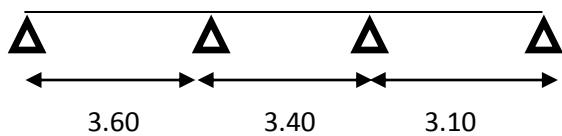
Type 3



Type 4

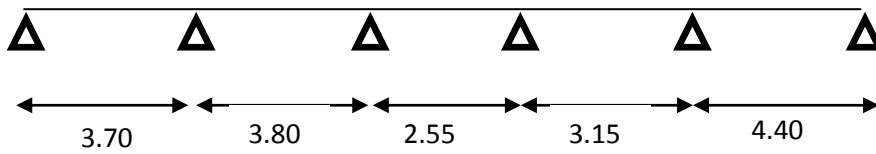


Type 5

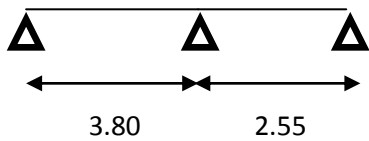


Pour les étages 9 et 10 (duplexes) on a quelques autres types:

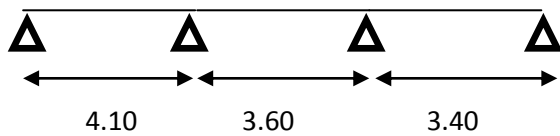
Type 6



Type 7



Type 8



3) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.1 : Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	l ₀ (m)	q _u =(1.35G+1.5Q)*l ₀ (kN/m _l)	q _s =(G+Q)*l ₀ (kN/m _l)
Etage courant	4.20	1.5	0.65	5.148	3.705
Terrasse inaccessible	5.82	1	0.65	6.082	4.433

Avec :

l₀ : Entraxe des poutrelles.

4) Exemple illustratif :

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 4 du plancher courant) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type 7 du duplexe).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

- **Etude de la poutrelle type 4 (méthode forfaitaire) :**

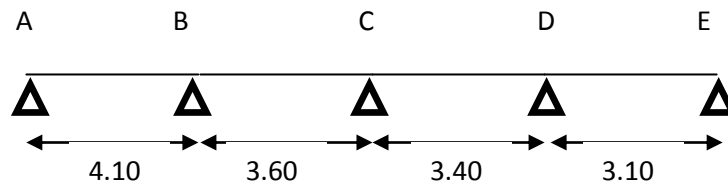


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 4

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. Plancher à surcharge modéré : $Q=1,5\text{kN/m}^2 < 5\text{kN/m}^2$.
2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,10}{3,60} = 1,13 \in [0,8 ; 1,25]$; $\frac{3,60}{3,40} = 1,05$; $\frac{3,40}{3,10} = 1,09$.
3. $I=C^{\text{st}}$ (même corps creux).
4. FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des sollicitations :

$$q_u=5,148\text{kN/ml} \quad ; \quad q_s=3,705\text{kN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques:

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

Travée AB: $M_{o,u} = 10,817\text{kN.m}$

$$M_{o,s} = 7,785\text{kN.m}$$

Travée BC: $M_{o,u} = 8,34\text{kN.m}$

$$M_{o,s} = 6,002\text{kN.m}$$

Travée CD: $M_{o,u} = 7,439\text{kN.m}$

$$M_{o,s} = 5,354\text{kN.m}$$

Travée DE: $M_{o,u} = 6,184\text{kN.m}$

$$M_{o,s} = 4,451\text{kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

- Appuis de rive :

$M_A = M_E = 0$ (Le **BAEL 99** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$\Rightarrow M_A = M_E = -0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{DE})$$

$$M_{A,u} = M_{E,u} = -1,622\text{kN.m}$$

$$M_{A,s} = M_{E,s} = -1,167\text{kN.m}$$

- Appui intermédiaire :

Cas de plus de 3 travées :



Figure III.3 : Schéma statique d'une poutre de plus de trois travées

$$M_B = -0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5M_0^{AB}$$

$$M_{B,u} = -5,409\text{kN.m}$$

$$M_{B,s} = -3,893\text{kN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,4M_0^{BC}$$

$$M_{C,u} = -3,336 \text{ kN.m}$$

$$M_{C,s} = -2,401 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0,5M_0^{CD}$$

$$M_{D,u} = -3,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{D,s} = -2,677 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments en travées :
- Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée AB (rive):

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,263$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,079 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,279 \end{cases}$$

$$- M_{t,AB}^1 + \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^{AB}$$

$$- M_{t,AB}^2 \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_{t,AB}^2 \geq 0,632 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB} = \max(M_{t,AB}^1; M_{t,AB}^2)$$

$$M_{t,AB}^u = 8,966 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,AB}^s = 6,453 \text{ kN.m}$$

Travée BC (intermédiaire):

$$- M_{t,BC}^1 = 4,63 \text{ kN.m}$$

$$- M_{t,BC}^2 \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^2 \geq 0,533M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^2 = 4,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,BC}^u = 4,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,BC}^s = 3,329 \text{ kN.m}$$

Travée CD (intermédiaire):

On effectue le même calcul que pour la travée BC et on retrouve :

$$- M_{t,CD}^1 = 4,50 \text{ kN.m}$$

$$- M_{t,CD}^2 = 4,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,CD}^u = 4,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,CD}^s = 4,01 \text{ kN.m}$$

Travée DE (rive):

On effectue le même calcul que pour la travée AB (rive) :

$$- M_{t,DE}^1 = 4,812 \text{ kN.m}$$

$$- M_{t,DE}^2 = 3,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,DE}^u = 4,812 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,DE}^s = 3,464 \text{ kN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée AB :

$$V_A = \frac{q \cdot l_1}{2} = 10,553 \text{ kN}$$

$$V_B = -1,10V_A = -11,608 \text{ kN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,10 \frac{q \cdot l_2}{2} = 10,193 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q \cdot l_2}{2} = -9,266 \text{ kN}$$

Travée CD :

$$V_C = 8,751 \text{ kN}$$

$$V_D = -9,626 \text{ kN}$$

Travée DE :

$$V_D = 8,777 \text{ kN}$$

$$V_E = -7,98 \text{ kN}$$

- Etude de la poutrelle type 7 (méthode de Caquot) :

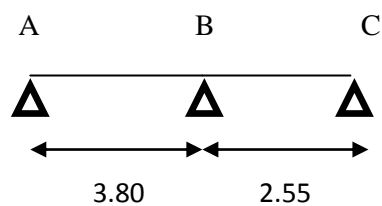


Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 7

Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,80}{2,55} = 1,49 \notin [0,8 ; 1,25]$$

⇒ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

Calcul des sollicitations :

$$G' = 2/3G = 2/3 \times 4.2 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G' + 1.5Q) * l_0 = 3.920 \text{ kN/m} \quad ; \quad q_s = (G' + Q) * l_0 = 2.795 \text{ kN/m}$$

- Calcul des moments isostatiques:

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

$$\text{A L'ELU: } \begin{cases} M_0^{AB} = 7,075 \text{ kN.m} \\ M_0^{BC} = 3,186 \text{ kN.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{A L'ELS: } \begin{cases} M_0^{AB} = 5,045 \text{ kN.m} \\ M_0^{BC} = 2,272 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments aux appuis :
 - Appuis de rive :

$M_A = M_C = 0$ (Le **BAEL 99** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$\text{A L'ELU: } M_A = M_C = -1,061 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_A = M_C = -0,756 \text{ kN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_B = - \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = l_g = 3,80 \text{ m} & T. rive \\ l'_d = l_d = 2,55 \text{ m} & T. rive \end{cases}$$

$$\text{A L'ELU: } M_B = -5,189 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_B = -3,70 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}$$

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

- Travée AB :

$$\text{A L'ELU: } M_t = 6,879 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_t = 4,965 \text{ kN.m}$$

- Travée BC :

$$\text{A L'ELU: } M_t = 1,992 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_t = 1,446 \text{ kN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \pm \frac{q_u \cdot l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

- Travée AB :

$$V_A = 8,416 \text{ kN}$$

$$V_B = -11,147 \text{ kN}$$

- Travée BC :

$$V_B = 8,60 \text{ kN}$$

$$V_C = -4,530 \text{ kN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles des planchers terrasses et planchers étages courants sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Etage courant							
Types de pils	ELU			ELS			Effort tranchant
	Mt (kn.m)	Ma.int (kn.m)	Ma.r (kn.m)	Mt (kn.m)	Ma.int (kn.m)	Ma.r (kn.m)	
1	6.321	-8.461	-1.006	4.565	-6.033	-0.717	-12.214
2	6.321	-5.388	-1.006	4.565	-3.842	-0.717	-10.980
3	9.001	-7.476	-1.423	6.499	-5.330	-1.014	-13.025
4	8.966	-5.409	-1.622	6.453	-3.893	-1.167	-11.608
5	6.913	-4.170	-1.251	4.975	-3.001	-0.900	-10.193
Pour les duplexes (étages 9 et 10)							
6	9.314	-6.744	-1.423	6.723	-4.808	-1.014	12.858
7	6.879	-5.189	-1.061	4.965	-3.700	-0.756	-11.147
8	8.966	-5.409	-1.622	6.453	-3.893	-1.167	-11.608
Terrasse inaccessible							
9	7.615	-9.454	-1.124	5.563	-6.847	-0.814	-14.373
10	10.224	-6.390	-1.917	7.452	-4.658	-1.397	-13.715
11	7.882	-4.927	-1.478	5.745	-3.591	-1.077	-12.042

5) Ferrailage :

Toutes les poutrelles vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

$$M_t = 10.224 \text{ kN.m}$$

$$M_{a.int} = -9.454 \text{ kN.m}$$

$$M_{a.r} = -1.917 \text{ kN.m}$$

$$V = 14.373 \text{ kN}$$

Ferrailage longitudinal:

Avec : $b = 0.65\text{m}$; $h_t = 0.2\text{m}$; $d = 0.9 \cdot h_t = 0.18\text{m}$; $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

a) En travées :

- Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.
- Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 10,224 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} \leq M_{tu}$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,0341 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,0433 \\ Z = 0,176 \\ A_t = 1,661 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

b) En appuis :

Le calcul à la flexion simple conduit à une section d'acier :

$$A_{a.int} = 1,707 \text{ cm}^2$$

De même, la section à mettre en appui de rive :

$$A_{a,r} = 0,312 \text{ cm}^2$$

6) Vérification :

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

$$\text{-En travées : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{cal}$$

$$\text{-En appuis : } A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{cal}$$

On adopte le ferrailage suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2 & \text{en travée} \\ A_a^{\text{int}} = 1\text{HA}10 \text{ (filante)} + 1\text{HA}12 \text{ (chapeau)} = 1,92 \text{ cm}^2 & \text{en appui intermédiaire} \\ A_a^{\text{riv}} = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2 & \text{en appui de rive} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{La fissuration peu nuisible } \Rightarrow \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.373 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.798\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.798 \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa.}$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b/10)$$

BAEL99 (Article H.III.3)

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(8; 20/35; 10/10) = 0.571\text{cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

On choisit un étrier $2\Phi_t 6 \Rightarrow A_t = 0.57\text{cm}^2.$

- **Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.20\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 0.75\text{m} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_c$

$a \leq \min(0.9 \cdot d; (\text{la largeur de l'appuis} - 4\text{cm})) = 0.162 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 14.373\text{kN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.135\text{kN}$ (vérifiée).

- **Vérification des armatures longitudinales :**

- **Appuis de rive :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.373 \times 10^3}{400} = 0.41\text{cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} = 2.36 + 0.79 = 3.15\text{cm}^2$ Condition vérifiée

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^3} \left(14.373 - \frac{9.454}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.264 \times 10^{-4} \text{cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{14.373 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.938 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma} f_{c28}; 4 \text{Mpa}\right) = 3.33 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

– **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = 14,373 \text{kN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (3 \times \emptyset 10 + 1 \emptyset 10) = 125,6 \text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{14.373 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 125.60 \times 10^{-3}} = 0.706 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

• **Vérification des contraintes:**

En travée:

• **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = 24,40 \text{cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0391 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0391^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0391)^2 = 8.322 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I = 8.322 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{7.452 \times 10^{-3} \times 0.0391}{8.322 \times 10^{-5}} = 3.501 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.501 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{C28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{a \text{ max inter}} = -6.847 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow \text{Le calcul se fait pour une section } (b_0 * h)$$

$$\Rightarrow y = 0.0357 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow I = 6.982 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.501 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.501 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la travée la plus défavorable de longueur de 4,40m. Si sa flèche est vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (longueurs moins importantes) vérifient aussi.

D'après le BAEL99 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $h=20$ cm, $l=4.40$ m

$\frac{h}{l} = 0.045 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$ La condition (1) n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règles BAEL91**.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{440}{500} = 0.88\text{cm}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement, (poids propre + revêtement + cloisons).
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons, (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0,65 \times 3,80 = 2,47\text{kN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0,65 \times 4,20 = 2,73\text{kN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0,65 \times (4,20 + 1,5) = 3,705\text{kN/ml}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 5,977 \text{ kN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 6,606 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 8,966 \text{ kN.m}$$

- Calcul de ρ et λ :

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3,256 \quad \dots\dots\dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1,302 \quad \dots\dots\dots \text{ Déformation différée.}$$

- Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y:

$$Y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = 8,322 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes σ :

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 287,100 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 317,313 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 430,673 \text{ MPa}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,785$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,803$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,851$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par le CDG I_0 :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (65 \times 20) + (15 \times 2.36) = 1335.40 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = 8,665 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 11.335 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = 48735,060 \text{ cm}^4$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs I_f :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 15075,694 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 14831,251 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 14216,550 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 26207,973 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de E :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = 0,00238 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = 0,00268 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = 0,00379 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = 0,00617 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,00617 - 0,00238 + 0,00379 - 0,00268 = 0,00490 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.490 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (Vérifiée).}$$

Ferraillage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 99 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_c = 235 \text{ MPa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 1_0}{f_c} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \text{ Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41cm^2 perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St=20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots$ Vérifiée.

4TS6/ml = 1.13cm^2 parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots$ Vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutrelles et la dalle de compression:

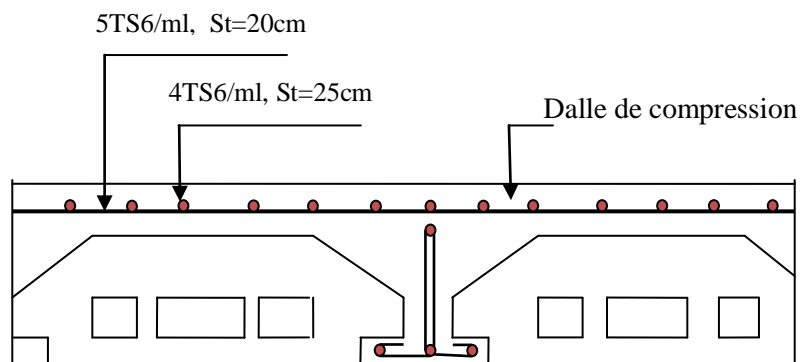
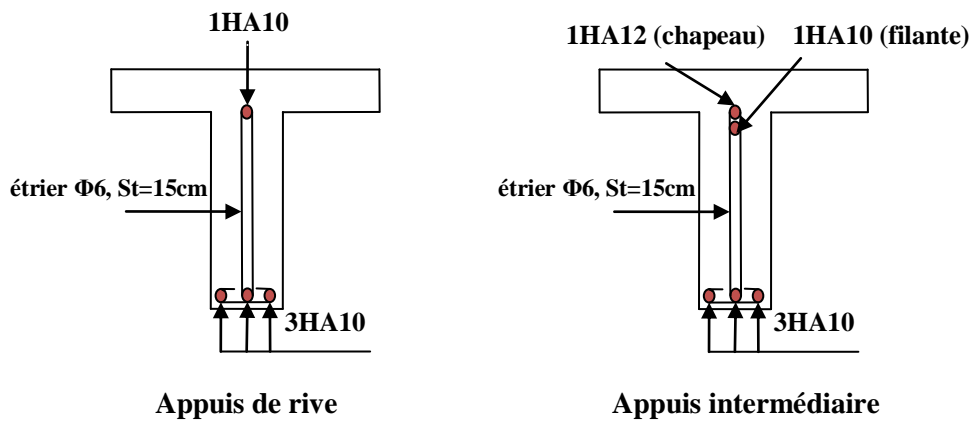


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.

III.1.2. Planchers à 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 un appui.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

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

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

III.1.2.1. Dalles sur un seul appui

$L_x = 1.2 \text{ m}$

$L_y = 4 \text{ m}$

Pour une bande de 1 m on a :

$$qu = 11.81 \text{ KN/ml}$$

$$Pu = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)

Donc après calcul, on trouve :

$$M_u = -10.12 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 15.52 \text{ kN}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau III.3 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

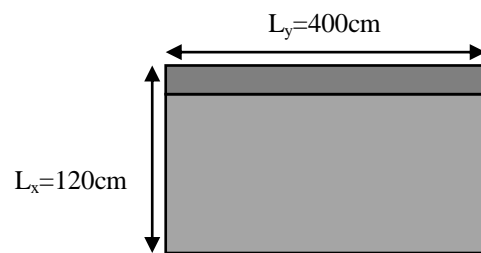


Figure III.6 : Dalle sur 1 appui

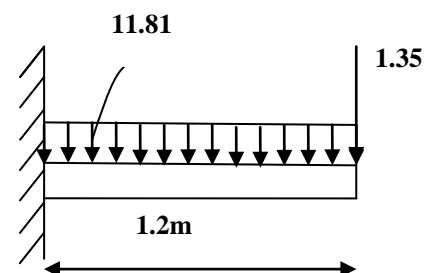


Figure III.7: Schéma statique de la dalle

Tableau III.3: Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1

M_u (kN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)
10.12	2.99	1.12	4HA10=3.14	25	4HA8=2.01

- **Vérification diverse :**

- a) **A l'ELU :**

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

$$V_u = 15.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.084 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

\Rightarrow pas d'armatures transversales

- b) **A l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

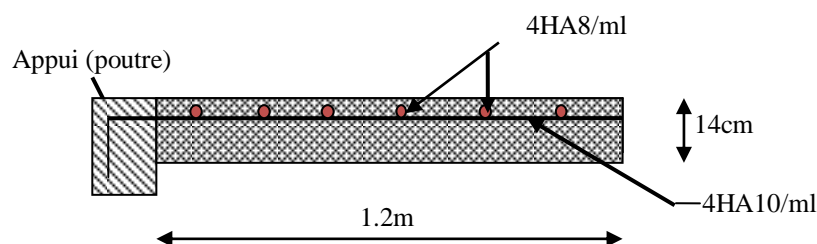
$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Le tableau III.4 résume la vérification des contraintes :

Tableau III.4 : Vérification des contraintes

M_{ser} (kN)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
7.71	0.0262	3.16×10^{-5}	0.70	15	vérifiée	6.31	240	vérifiée

- **Schéma de ferrailage :**

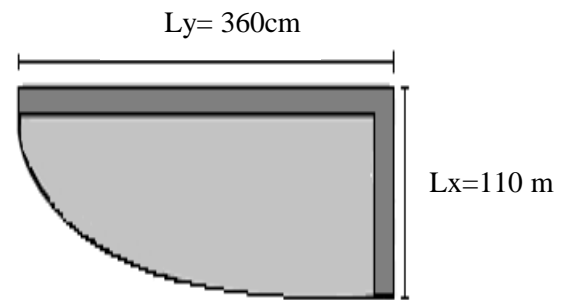
**Figure III.8 :** Schéma de ferrailage

III.1.2.2. Dalles sur deux appuis :

$$L_x = 1.1 \text{ m}$$

$$L_y = 3.6$$

$$\rho = \frac{1.1}{3.6} = 0,30 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens (sens x)} \\ \text{(console).}$$

**Figure III.9 :** Dalle sur deux appuis

- **Evaluation des charges :**

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 11,81 \text{ kN/m}^2.$$

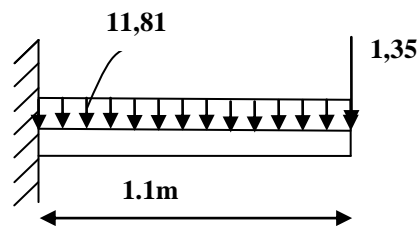
$$P_s = G + Q = 8,36 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_g = 1 \text{ kn /m (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).}$$

$$Q_{gu} = 1.35 * 1 = 1.35 \text{ kN/m.}$$

- a) **Calcul à l'ELU**

- **Les sollicitations :**

**Figure III.10 :** Schéma statique de la dalle (console).

$$M_U = \frac{p_u * l^2}{2} + Q_{gu} * l$$

$$M_U = \frac{11.81 * 1.1^2}{2} + 1.15 * 1.35 = 8.70 \text{ kN.m}$$

$$V_u = P_u * l + Q_{gu} = 11,81 * 1,1 + 1,35 = 14.34 \text{ kN.}$$

- **Ferraillage :**

- ✓ **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

Tableau III.5 : Calcul de la section d'acier

M(kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
8.70	0.0612	0,079	0.096	2.60	4T10=3.14

b = 100 cm, h = 14 cm , d = 10 cm, $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

✓ **Armatures secondaires:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 = 2,01 cm².

✓ **Espacement:**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

• **Vérifications:**

✓ **l'effort tranchant:**

b = 100 cm , d = 10 cm , $V_u = 14.34\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{14.34 * 10^{-3}}{1 * 0,1} = 0,014 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}.$$

C'est vérifié.

✓ **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 10 * \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

1,20 < 3.14 c'est vérifié.

b) Calcul à l'ELS :

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{p_s * l^2}{2} + Q_{gs} * l = \frac{8.36 * 1.1^2}{2} + 1 * 1.15 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0262m$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.16 \cdot 10^{-5} m$$

$$\sigma_{bc} = 5.14MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}} \right) \right] = 240 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 217.54MPa$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ c'est vérifié.

✓ **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,1} = 0,127 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0,127 > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0,0047 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage :

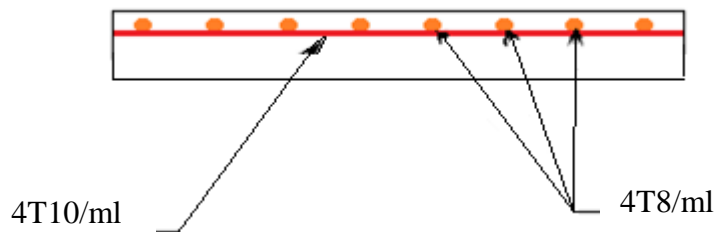


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.1.2.3. Dalles sur trois appuis

$$L_x = 1.20m$$

$$L_y = 3.70m$$

$$L_x = 120cm$$

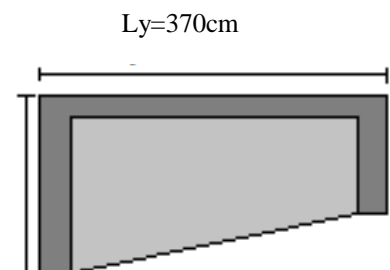


Figure III.12 : Dalle sur 3 appuis

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 l_y}{2} - \frac{2P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{1.2}{3.7} = 0,32 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$L_x < L_y/2$$

$$\text{On a: } G = 4.86 \text{ kN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.81 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{ kN/m}^2$$

- **Ferraillage à l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0x} = 11.81 \times \frac{1.2^2 \times 3.7}{2} - \frac{2 \times 11.81 \times 1.2^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 23.68 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 11.81 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3.40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 20.13 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 2.55 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx}^r = -0.3 M_{0x} = -7.10 \text{ kN.m} \\ M_{ty}^i = -0.5 M_{0x} = -1.7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3 \right) = 10.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \times 1.2 + 3 \right) = 9.2 \text{ cm}$$

Tableau III.6 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

	Sens	M(kN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	20.13	0.13	1.07	0.060	9.75	1.12	5T16=10.05
	Selon y	2.55	0,0212	0.0267	0.091	0.805	1.12	4T8=2.01
En appui	Selon x	7.10	0,046	0,059	0.102	2.00	1.12	4T8=2.01
	Selon y	1.70	0.0141	0.0178	0.091	0.53	1.12	4T8 =2.01

- Calcul de l'espacement des armatures

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=20cm$

- Vérification à l'E.L.S

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.36 \times \frac{1.2^2 \times 3.7}{2} - \frac{2 \times 8.36 \times 1.2^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 12.64kN.m \\ M_{0y} = 8.36 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2.40kN.m \end{cases}$$

Travée // L_x :

• Calcul de Y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A y - 15A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 10.05 \times 10^{-4} y - 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times 0.104 = 0$$

On trouve : $Y = 0,043 m$

• Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.0448^3 + 15 \times 11.31 \times 10^{-4} (0.104 - 0.0448)^2$$

$$I = 8.25 * 10^{-5} m^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.64 \times 10^{-3} \times 0,043}{8.25 * 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.58 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ (vérifiée).}$$

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 MPa.$$

- **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{12.64 \times 10^{-3}}{8.25 * 10^{-5}} \times (0.104 - 0.043) \Rightarrow \sigma_{st} = 140.19 MPa < 240 MPa \text{ (Vérifiée).}$$

Travée //à L_y

- **Calcul de Y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0,092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : Y = 0.075 m

- **Calcul de I**

$$I = \frac{1}{3} \times 0,075^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0,092 - 0,075)^2 \Rightarrow I = 1.41 \times 10^{-4} m^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.40 \times 10^6 \times 0,075}{1.41 \times 10^{-4}} = 1.27 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.40 \times 10^{-3}}{1.41 \times 10^{-4}} \times (0.092 - 0.075) = 4.34 < 240 MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

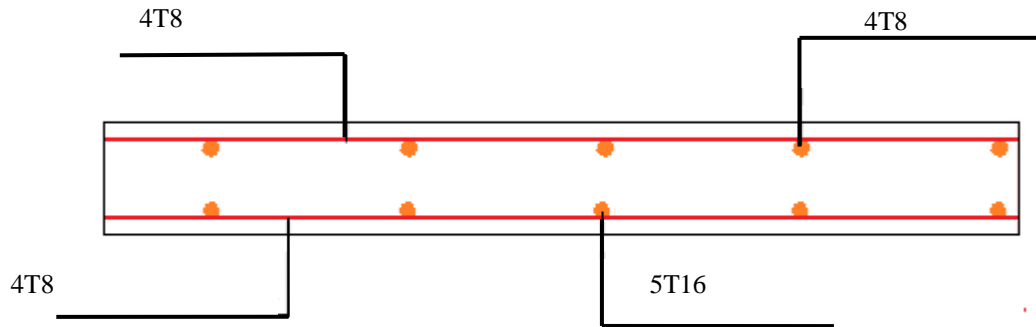


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

III.1.3. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

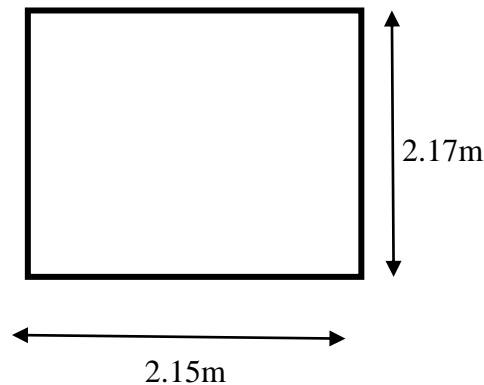


Figure III.14 : Dalle d'ascenseur.

❖ Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ kN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{144 + 15}{4.66} = 34.12 \text{ kN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 40.00 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

– Cas d'une charge répartie

• Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 48.295 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 55.50 \text{ kN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.9}{1.95} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \quad (\text{Annexe1})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0376 \times 55.50 \times 2.15^2 \Rightarrow M_0^x = 9.64 \text{ kNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9.42 \text{ kNm}$$

• Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.19 \text{ kNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.01 \text{ kNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.89 \text{ kNm}$$

➤ Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Tableau III.7 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.19	0.017	0,021	0.178	1.31	2.17
	y-y	8.01	0.019	0.024	0.168	1.37	2.05
appui	y-y	2.89	0.006	0.0078	0.17	0.46	2.17
	x-x						

Vérification à l'E.L.U

• Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.99$

$$e > 12cm \left. \begin{array}{l} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.608cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \iff 2.05 > \frac{2.17}{4} = 0.54 \dots\dots\dots \text{(Vérfiée).}$$

• **Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	A _t ^{cal} (cm ² /ml)	A _t ^{min} (cm ² /ml)	A _a ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t ^{adp} (cm ² /ml)	A _a ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.19	2.89	1.31	2.17	0.46	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	8.01	2.89	1.37	2.05	0.46	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.99 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 39.775KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 39.90KN \Rightarrow \tau_u = \frac{39.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.22MPa < 1.25MPa$ C'est Vérifié

• **Vérification à l'ELS :**

$\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 40 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 41kN / m^2$

$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.51 kNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.38 kNm \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{iser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.23 kNm$

Sens y-y' : $M_{iser}^y = 0.85 \times M_0^y = 7.12 kNm$

• **Vérification des contraintes**

– **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

– Calcul de $y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$; $A' = 0$.

– Calcul de $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Sens x-x : $A_x = 3.14 cm^2$, $b = 100 cm$, $d = 18 cm$; $y = 3.673 cm$; $I = 11319.623 cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.34 MPa \leq \overline{\sigma} = 15 MPa$ c'est vérifié.

Sens y-y : $A_y = 3.14 cm^2$; $b = 100 cm$; $d = 17 cm$; $y = 3.558 cm$; $I = 10011.775 cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.53 \leq 15 MPa$ c'est vérifié.

– **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

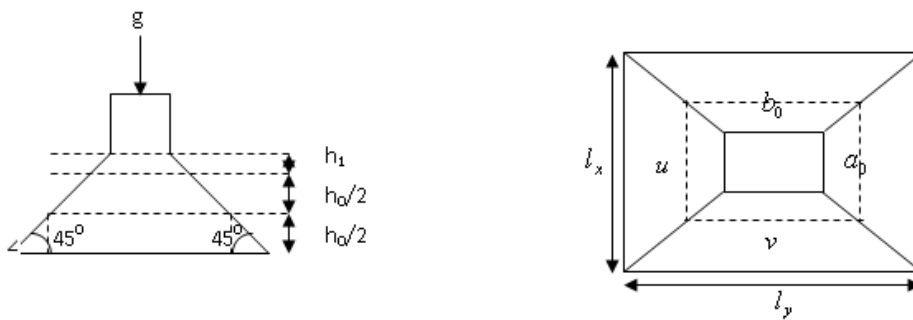


Figure III.15 : Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}$; $b_0 = 80 \text{ cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = M_c + M_m = 100 + 15 = 115 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 115 \Rightarrow P_u = 155.25 \text{ kN}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.99$ (Annexe I)

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{215} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.50 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.50 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.8 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{217} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.49 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{217} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.49 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 7.6 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 155.25 \times 0.088 = 13.66 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 155.25 \times 0.076 = 11.80 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \quad \text{(Annexe 1).}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.64 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.60 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.3 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.40 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement en travée

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 13.40 = 11.39 \text{KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 15.3 = 13 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 13.5 = 4.05 \text{KNm}$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 17 \text{cm}$

Tableau III.9: Ferraillage de la dalle de la salle des machines

	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	13	4.05	2.23	2.05	0.69	2.05	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	11.39	4.05	1.95	2.05	0.69	2.05	4T10=3.14	4T10=3.14

- ❖ **Vérification à l'E.L.U**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL99 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm.} ; \quad p_u = 648 \text{ kN}$$

$$\text{Or } p_u = 155.25 \text{ kN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ kN.} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

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

$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 17 \text{ cm.}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 47.916 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 0.282 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

- **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 115 \text{ kN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 115 \times (0.088 + 0.2 \times 0.076) = 11.861 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 115 \times (0.076 + 0.2 \times 0.088) = 10.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.42 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.28 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 13.28 \Rightarrow M_t^x = 11.28 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 12.16 \Rightarrow M_t^y = 10.33 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times 13.28 \Rightarrow M_a = 3.98 \text{ kN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$**

Sens x-x : $y = 3.673 \text{ cm}$; $I = 11319.623 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $y = 3.558 \text{ cm}$ et $I = 10011.775 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL et le CBA93 les conditions à vérifier sont les suivantes :

Selon Lx :

1. $e / Lx = 0.064 \geq \text{Max} [3/80 ; Mt/20 \times M0] = 0.0375 \dots\dots\dots$ (vérifiée)

$$2. A_s = 3.14 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2bd}{f_e} = 7.5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Les conditions de la fl\u00e8che sont v\u00e9rifi\u00e9es. La v\u00e9rification de la fl\u00e8che n'est pas n\u00e9cessaire.

❖ **Sch\u00e9ma de ferrailage**

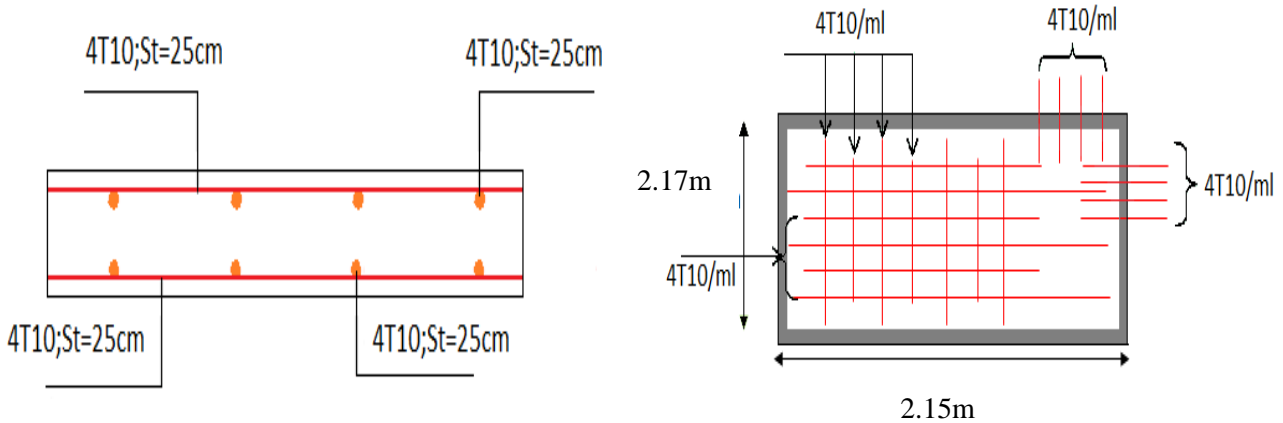


Figure III.16 : Sch\u00e9ma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.2. ETUDE DE L'ACROT\u00c8RE

III.2.1. Hypoth\u00e8se de calcul

- L'acrot\u00e8re est sollicit\u00e9 en flexion compos\u00e9e.
- La fissuration est consid\u00e9r\u00e9e comme pr\u00e9judiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un m\u00e8tre lin\u00e9aire.

On a les donn\u00e9es suivantes :

$Q = 1.0 \text{ kN/ml}$

$G = 1.88 \text{ kN/ml } (25 \cdot S_{acr})$

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; zone II.a) **RPA**

$C_p = 0.8$ (Facteur de force horizontale)

$W_p = 2.085 \text{ kN/ml}$ (Poids de l'acrot\u00e8re)

$F_p = 1.33 \text{ kN}$ ($4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$)

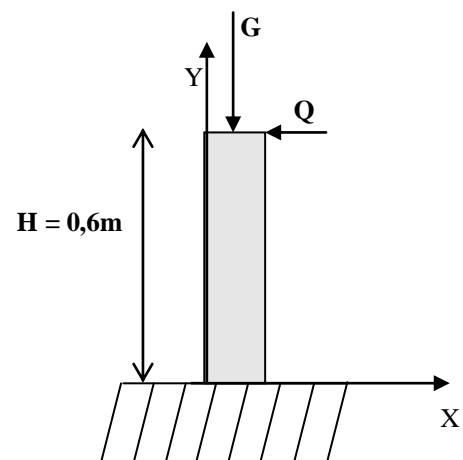


Figure III.17 : Sch\u00e9ma statique de l'acrot\u00e8re.

III.2.2. Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S(\text{surface de l'acrotère})$

$$x_C = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_C = 0,062\text{m}$$

$$y_C = 0,33\text{m}$$

b) Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par les efforts normaux suivants :

Un effort normal dû à son poids propre : $N_G = 1.88\text{kN}$

Un effort normal dû à la surcharge : $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique : $N_F = 0$

c) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 1.88 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_P = 1,33 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_C = 1,33 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_P} = 0,4389 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.10 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (kN)	1.88	2,54	1.88
M (kN.m)	0.6	0,9	0,6

d) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.54} = 0.35m \\ \frac{H}{6} = 0.1m \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5) .

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.32 + 0.02 = 0.34m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 34 + 0.864 = 34.864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,54 \text{ kN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2,54 \times 0,3486 = 0,84 \text{ kN.}$$

III.2.3. Ferrailage**À l'ELU**

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.84 + 2.54 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A'_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ HA6} (1.41 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3MPa)$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5MPa$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 1,88 = 2,85kN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,036MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54cm$$

$$\tau_{se} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,575MPa$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84MPa$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m};$$

D'après le **BAEL 99**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,88} = 0,319m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,319 = -0,269m = -26,9cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

Tel que :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10\text{cm.}$$

$$Y_1 = 29,02 ; Y_1 + C = 2,12\text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$Y_2 = -52,93 ; Y_2 + C = -79,83\text{cm} \quad \text{N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 23,91 ; Y_3 + C = -2,99\text{cm} \quad \text{N'est pas vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = 29,02\text{cm}$.

$$Y_{ser} = 2,12\text{cm.}$$

Calcul des contraintes

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2)$$

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (2,12)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,12)^2 = 1360,02\text{cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{1,88 \times 10^{-3} \times 0,269}{1360,02 \times 10^{-8}} = 37,18\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 37,18 \times 0,0212 = 0,78\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{Vérifiée} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 37,18 \times (0,08 - 0,0212) = 32,79\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times n\right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6\right) = \min(266,67 ; 240)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

III.2.4. Schéma de Ferrailage :

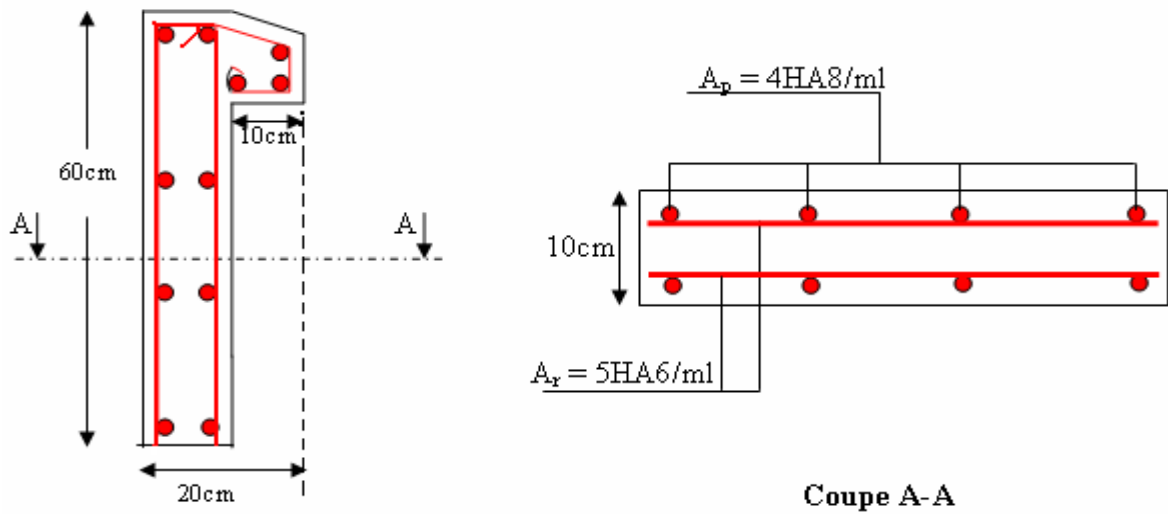


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III. 3. 1. Etage courant, et RDC : (type 1)

- Evaluation des charges et surcharges :

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \begin{cases} G_V = 7.88 \text{ kN/m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \\
 \text{- Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.11 \text{ kN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ kN/m}^2 \end{cases}
 \end{array}$$

- A l'ELU :

$$\begin{aligned}
 q_V &= 1.5Q_V + 1.35G_V \\
 \Rightarrow q_V &= 1.5 * 2.50 + 1.35 * 7.88 \\
 \Rightarrow q_V &= 14.39 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_P &= 1.5Q_P + 1.35G_P = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.11 \\
 \Rightarrow q_P &= 10.65 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- **A l'ELS :**

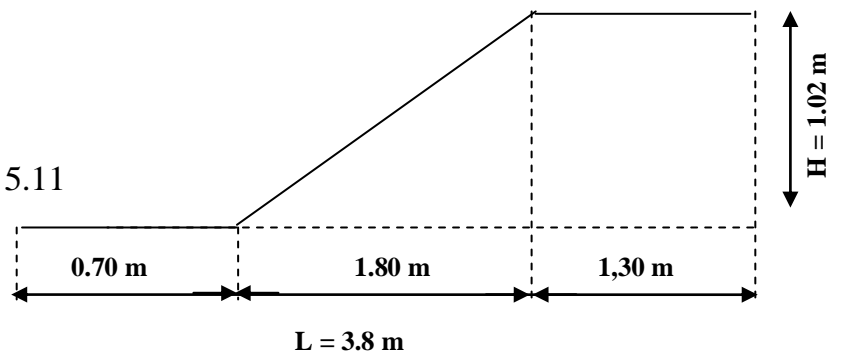
$$q_V = Q_V + G_V$$

$$\Rightarrow q_V = 2.50 + 7.88$$

$$\Rightarrow q_V = 10.38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_P = Q_P + G_P = 2.5 + 5.11$$

$$\Rightarrow q_P = 7.61 \text{ kN/m}^2$$



$$q_V = 14.39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_P = 10.65 \text{ kN/m}^2$$

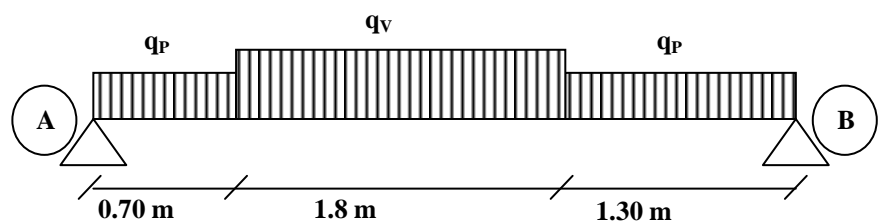


Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 47.20 \text{ kN/m}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (10.65 * 0.70 * \frac{0.70}{2}) + (14.39 * 1.8) (\frac{1.8}{2} + 0.70) +$$

$$+ (10.65 * 1.30) * (\frac{1.30}{2} + 1.8 + 0.70) = R_B (0.70 + 1.80 + 1.30)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{87.66}{3.8} = 23.07 \text{ kN}$$

$$R_A = 47.20 - R_B$$

$$R_A = 24.13 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 0.70 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 10.65 * x - 24.13$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -24.13 \text{ kN} \\ T_Y(0.7) = -16.67 \text{ kN} \end{cases}$$

- $0.7 \leq x \leq 2.5m$

$$T_Y(x) = 24.13 - 10.65 * 0.7 - 14.39(x - 0.7)$$

$$T_Y(x) = 14.39 * x - 26.75$$

$$\begin{cases} T_Y(0.7) = -16.67kN \\ T_Y(2.5) = 9.22kN \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.30m$

$$T_Y(x) = -10.65 * x + 23.07$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 23.07kN \\ T_Y(1.30) = 9.22kN \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.3m$

$$M(x) = -10.65 \frac{x^2}{2} + 24.13 * x$$

$$M(x) = -5.32 * x^2 + 24.13 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.7) = 14.28 kN.m \end{cases}$$

- $0.7 \leq x \leq 2.5m$

$$M(x) = -7.2 * x^2 + 26.74 * x - 0.92$$

$$\begin{cases} M(0.7) = 14.27kN.m \\ M(2.5) = 20.93 kN.m \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.3m$

$$M(x) = -5.325 * x^2 + 23.07 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0kN.m \\ M(1.30) = 20.93kN.m \end{cases}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que :

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 1.86m \quad \Rightarrow M^{\max} = 23.90kN.m$$

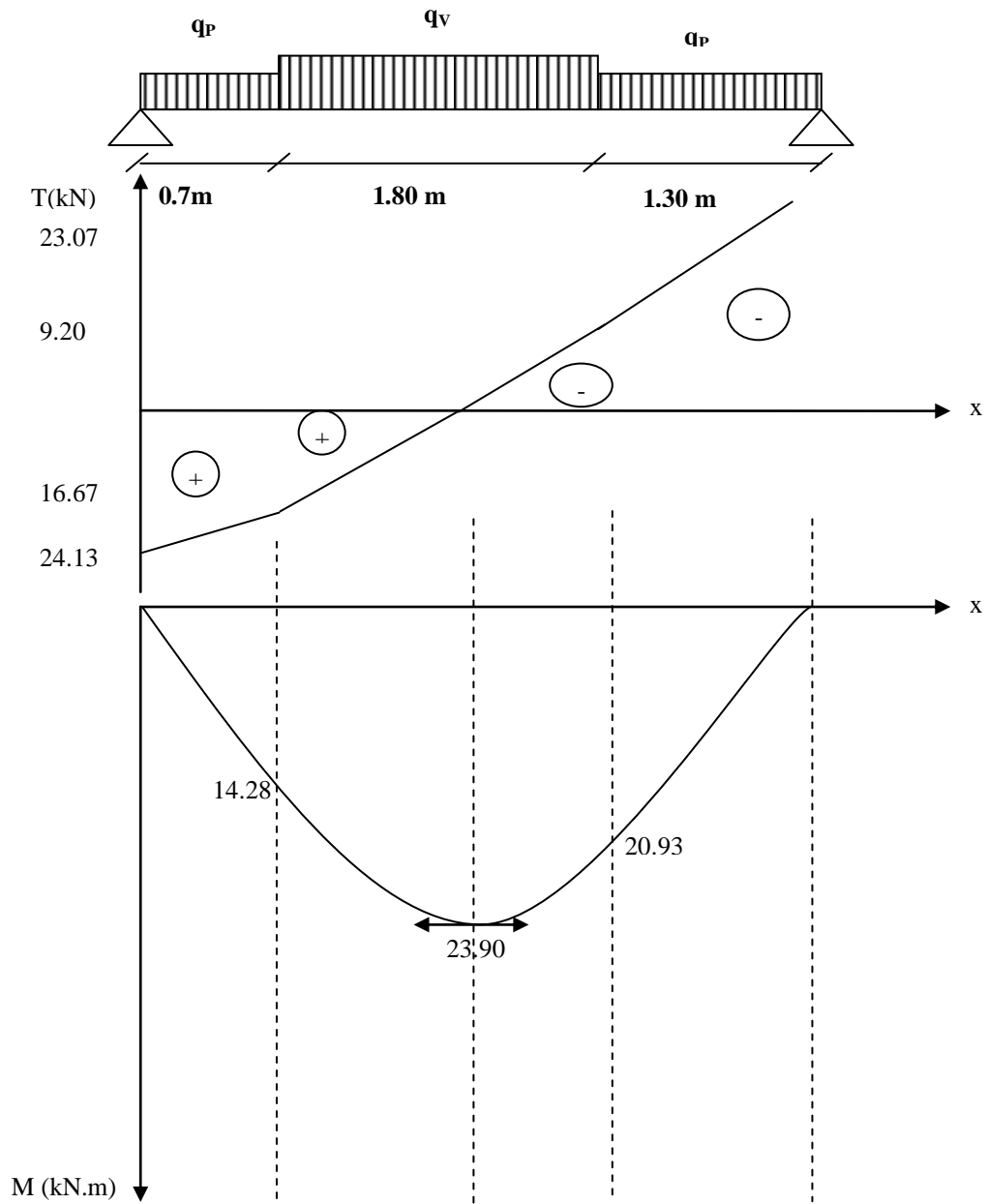


Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 20.31 \text{ kN.m} \dots\dots\dots & \text{En travée.} \\ M^a = 0.4M_{\max} = 9.56 \text{ kN.m} \dots\dots\dots & \text{En appui.} \end{cases}$$

III.3.1.1. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée :

$$M^t = 20.31 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{20.31 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.0846$$

$$\mu_{bu} = 0.0846 < \mu_l = 0.392.$$

➔ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{20.31 * 10^{-3}}{42.536} = 4.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm² / ml

b) En appuis :

$$M^a = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.56 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.0398$$

$$\mu_{bu} = 0.0398 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0507$$

$$Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{9.56 * 10^{-3}}{0.127 * 348} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T10 = 3.14 cm² / ml

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.11 : Calcul des armatures principales

Elément	Moment (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	20.31	0.0846	0.11	0.124	4.78	5T12 = 5.65
Appui	9.56	0.0398	0.0507	0.127	2.16	4T10 = 3.14

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL99** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas d'efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412cm^2$$

$$\text{soit : } 4T8 = 2.009cm^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25cm$$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57cm^2$$

• $A = 5.65cm^2 > A_{\min} = 1.57cm^2$ (Armatures principales).

→ Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0.14f_{c28}; 4MPa) = 3.5MPa$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{24.13 * 10^{-3}}{1 * 0.14} = 0.172MPa$$

$$\tau_U = 0.172MPa < \overline{\tau}_U = 3.25 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33cm) = (3.15; 33) = 33cm$
- Les armatures secondaires : $(4h; 45cm) = (4.15; 45cm) = 45cm$

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

• **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

D'après le **BAEL99** / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.126$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.126 * 1 * 25 = 0.841 MN$$

$$V_{\max} = 0.02873 MN \leq 0.841 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 5.65 + 3.14 = 8.79 cm^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 24.13 * 10^{-3} = 0.693 cm^2$

$$A_l = 8.79 cm^2 \geq 0.693 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III. 3.1.2. Vérification de la section à l'ELS :

$$q_p = 7.61 kN/m^2$$

$$q_v = 10.38 kN/m^2$$

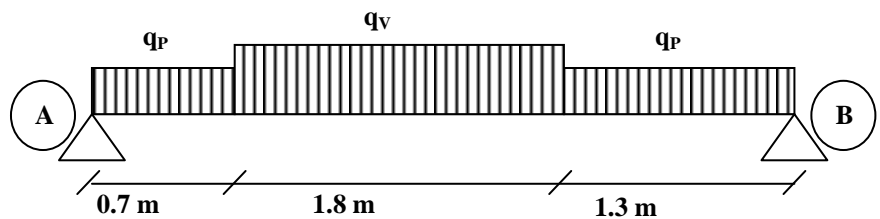


Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 7.61 * 0.7 + 10.38 * 1.8 + 7.61 * 1.3$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 33.90 kN.$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (7.61 * 0.7 * \frac{0.7}{2}) + (10.38 * 1.8) (\frac{1.8}{2} + 0.7) +$$

$$+ (7.38 * 1.3) * (\frac{1.3}{2} + 1.8 + 0.7) = R_B (0.7 + 1.8 + 1.3)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{62.92}{3.8} = 16.56 kN$$

$$R_A = 36.69 - R_B$$

$$R_A = 17.34 kN$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Effort tranchant :**

• $0 \leq x \leq 0.7m$

$$T_Y(x) = -17.34 + 7.61 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -17.34 \text{ kN} \\ T_Y(0.7) = -12.013 \text{ kN} \end{cases}$$

• $0.7 \leq x \leq 2.5m$

$$T_Y(x) = -17.34 + 7.61 * 0.7 + 10.38 * (x - 0.7)$$

$$\begin{cases} T_Y(0.7) = -12.013 \text{ kN} \\ T_Y(2.5) = 6.67 \text{ kN} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.3m$

$$T_Y(x) = -7.61 * x + 16.56$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 16.56 \text{ kN} \\ T_Y(1.3) = -6.66 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :**

• $0 \leq x \leq 0.7m$

$$M(x) = 17.34 * x - 7.61 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.7) = 10.27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• $0.7 \leq x \leq 2.5m$

$$M(x) = -5.19(x - 0.7)^2 - 5.32 * (x - 0.35) + 17.34 * x$$

$$\begin{cases} M(0.7) = 10.27 \text{ kN.m} \\ M(2.5) = 15.08 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.3m$

$$M(x) = -3.805 * x^2 + 16.56 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(1.3) = 15.09 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que :

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 1.85\text{m} \quad \Rightarrow M^{\max} = 17.22\text{kN.m}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 14.63\text{ kN.m} \dots\dots\dots & \text{En travée.} \\ M^a = 0.4M_{\max} = 6.89\text{ kN.m} \dots\dots\dots & \text{En appui.} \end{cases}$$

Etat limite d'ouverture des fissures pour les escaliers (la fissuration est peu nuisible).

Aucune vérification à effectuer..... BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) :

III. 3.1.3. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Équilibre des forces → Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

a) En travée :

$$M_{ser}^t = 12.58\text{kN.m}$$

$$50y^2 + 15 * 5.65y - 15 * 5.65 * 13 = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1101.75 = 0$$

$$y = 3.92\text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.92)^3}{3} + 15 * 5.65(13 - 3.92)^2$$

$$I = 8995.20\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.58 * 10^{-3}}{8995.20 * 10^{-8}} * 0.0392 = 5.48\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.48\text{MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$$

Vérifié.

b) Aux appuis :

$$M_{ser}^a = 6.89\text{kN.m}$$

$$50y^2 + 15 \cdot 3.14y - 15 \cdot 3.14 \cdot 13 = 0$$

$$y = 3.05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.05)^3}{3} + 15 \cdot 3.14(13 - 3.05)^2$$

$$I = 5608.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.89 \cdot 10^{-3}}{5608.78 \cdot 10^{-8}} \cdot 0.0305 = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Vérifié.

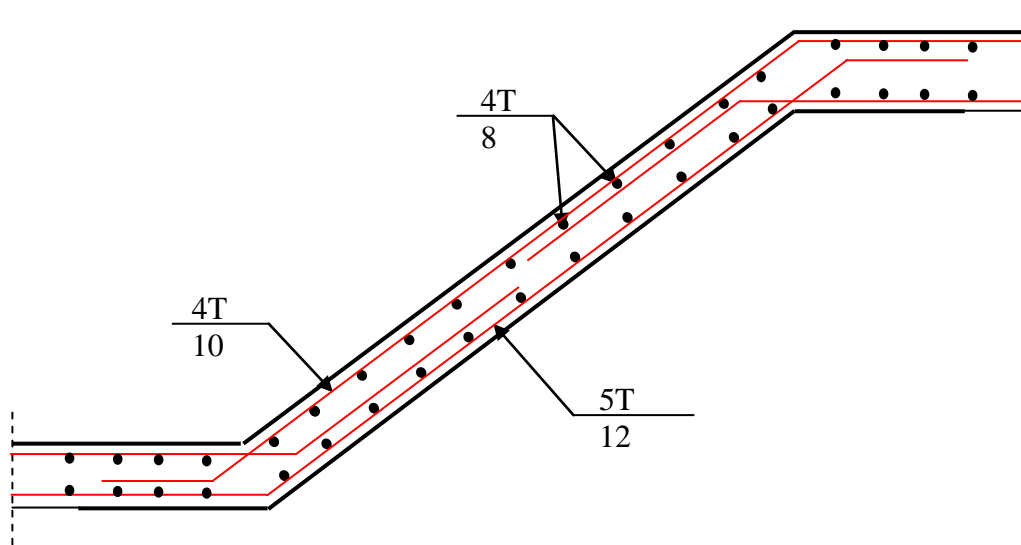


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.2. Escalier type 2 :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 7.93 \text{ kN/m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad \text{- Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.11 \text{ kN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- **A l'ELU :**

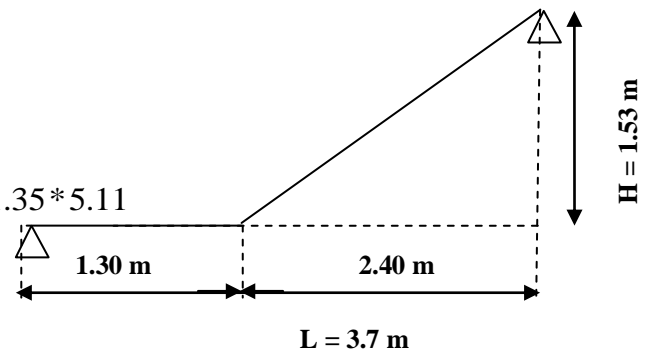
$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 1.5 * 2.50 + 1.35 * 7.93$$

$$\Rightarrow q_v = 14.45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.11$$

$$\Rightarrow q_p = 10.65 \text{ kN/m}^2$$



- **A l'ELS :**

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 2.50 + 7.93$$

$$\Rightarrow q_v = 10.43 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 5.11$$

$$\Rightarrow q_p = 7.61 \text{ kN/m}^2$$

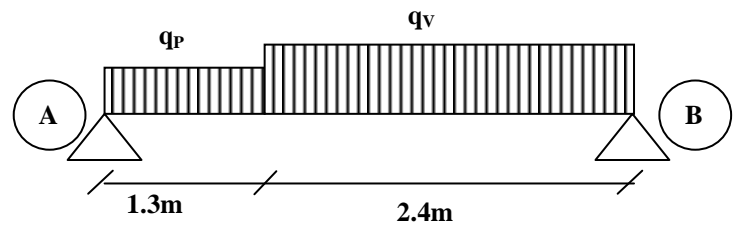


Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

$$q_v = 14.45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 10.65 \text{ kN/m}^2$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 48.52 \text{ kN/m}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (10.65 * 1.3 * \frac{1.3}{2}) + (14.45 * 2.4) (\frac{2.4}{2} + 1.3) = R_B (1.30 + 2.40)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{96.90}{3.7} = 26,18 \text{ kN}$$

$$R_A = 48.52 - R_B$$

$$R_A = 22.66 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 10.65 * x - 22.66$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -22.66 \text{ kN} \\ T_Y(1.3) = -8.82 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 14.45 * x - 25.86$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -25.86 \text{ kN} \\ T_Y(1.30) = 8.82 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :**

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$$

$$M(x) = -10.65 \frac{x^2}{2} + 22.66 * x$$

$$M(x) = -5.32 * x^2 + 22.66 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 20.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = -7.23 * x^2 + 25.86 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(2.4) = 20.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment max à 'X₀' tel que :

$$dM_x/d_x = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 1.79 \text{ m} \quad \Longrightarrow M^{\max} = 23.14 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 19.67 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ En travée.} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 9.26 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ En appui.} \end{cases}$$

III.3.2.1. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée :

$$M^t = 19.67 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{19.67 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.0819$$

$$\mu_{bu} = 0.0819 < \mu_l = 0.392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.106$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{19.67 * 10^{-3}}{43.15} = 4.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm² / ml

b) Aux appuis :

$$M^a = 9.26 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.26 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.0386$$

$$\mu_{bu} = 0.0386 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0492$$

$$Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{9.26 * 10^{-3}}{0.127 * 348} = 2.095 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T10 = 3.14 cm² / ml

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.12 : Calcul des armatures principales

Elément	Moment (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{Adopte} (cm ²)
Travée	19.65	0.0819	0.0106	0.124	4.55	5T12 = 5.65
Appui	9.25	0.0386	0.0492	0.127	2.09	4T10 = 3.14

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL99** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas d'efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4T8 = 2.009 \text{ cm}^2, \text{ espacement : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

• $A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ (Armatures principales).

→ Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0.14 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{25.86 * 10^{-3}}{1 * 0.14} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.187 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3.25 \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33 \text{ cm}) = (3.15; 33) = 33 \text{ cm}$
- Les armatures secondaires : $(4h; 45 \text{ cm}) = (4.15; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

• **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

D'après le **BAEL99** / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.780MN$$

$$V_{\max} = 0.02586MN \leq 0.78MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 5.65 + 3.14 = 8.79cm^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 25.86 * 10^{-3} = 0.743 cm^2$

$$A_l = 8.79 cm^2 \geq 0.743 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2.2 Vérification de la section à l'ELS :

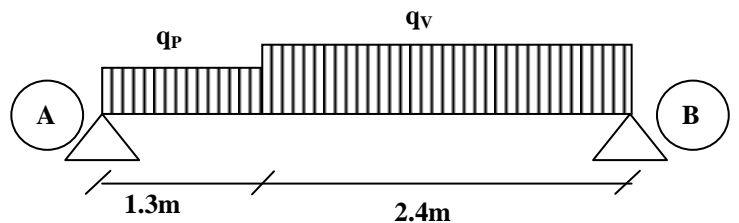


Figure III.24 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$q_P = 7.61kN/m^2$$

$$q_V = 10.43kN/m^2$$

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 7.61 * 1.3 + 10.43 * 2.40$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 34.92kN.$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (7.61 * 1.3 * \frac{1.3}{2}) + (10.43 * 2.40) (\frac{2.4}{2} + 1.3) = R_B (1.30 + 2.40)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{62.58}{3.7} = 16.91kN$$

$$R_A = 34.92 - R_B$$

$$R_A = 18.01kN$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Effort tranchant :**

• $0 \leq x \leq 1.3m$

$$T_Y(x) = 18.01 - 7.61 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -18.01 \text{ kN} \\ T_Y(1.3) = -8.11 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\bullet 1.3 \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = -18.01 + 7.61 * 1.3 + 10.43(x - 1.3)$$

$$\begin{cases} T_Y(1.3) = -8.11 \text{ kN} \\ T_Y(3.7) = -16.91 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -3.805 * x^2 + 18.01 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 16.98 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 1.3 \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(0.55) = 16.98 \text{ kN.m} \\ M(2.95) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que :

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 2.07 \text{ m} \quad \Longleftrightarrow M^{\max} = 26.32 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 22.37 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{ En travée.} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 10.52 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{ En appui.} \end{cases}$$

Etat limite d'ouverture des fissures, les escaliers sont couverts alors la fissuration est peu nuisible.

Aucune vérification n'est effectuée BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2).

❖ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Équilibre des forces → Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

a) **En travée :** $M'_{ser} = 22.37 kN.m$

$$50y^2 + 15 \cdot 5.65y - 15 \cdot 5.65 \cdot 13 = 0$$

$$50y^2 + 99.75y - 1396.5 = 0$$

$$y = 3.85 cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.85)^3}{3} + 15 \cdot 5.65(13 - 3.85)^2$$

$$I = 8997.70 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.37 \cdot 10^{-3}}{8997.70 \cdot 10^{-8}} \cdot 0.0385 = 9.57 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 9.57 MPa < 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) **Aux appuis :** $M^a_{ser} = 10.52 kN.m$

$$50y^2 + 15 \cdot 3.14y - 15 \cdot 3.14 \cdot 13 = 0$$

$$y = 3.05 cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.05)^3}{3} + 15 \cdot 3.14(14 - 3.05)^2$$

$$I = 6593.16 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.52 \cdot 10^{-3}}{6593.16 \cdot 10^{-8}} \cdot 0.0305 = 2.646 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.86 MPa < 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.3.3. Etude du palier de repos

Le palier de repos se calcule comme une dalle pleine en console

$$l_x = 1.25 m$$

$$l_y = 2.7 m$$

$$e = 15 cm$$

- **Calcul des sollicitations**

ELU : $q_u = 11.65 kN/m^2$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 11.65 \times \frac{1.25^2}{2} = 9.10 kN.m$$

$$V_u = q_u \times l = 14.56 kN$$

ELS : $q_s = 8.61 kN/m^2$

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 8.61 \times \frac{1.25^2}{2} = 6.72 kN.m.$$

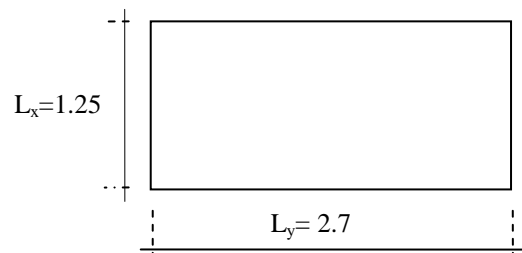


Figure III.25 : Schéma du palier de repos

- **Ferraillage**

Le calcul du ferraillage se fait à la flexion pour une bande de 1m. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Résultat de ferraillage du palier de repos

	$M_{travée}(kN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adopte}(cm^2/cm)$
Armatures principales	9.10	0.038	0.048	0.127	2.05	4HA10=3.14

On prévoit des armatures de répartitions comme suit :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.78cm^2$$

Soit $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$.

Espacement des armatures

Sens xx : $S_t \leq \min(33cm, 3 \times e) = \min(33cm, 3 \times 15) = 33cm$; soit $S_t = 25cm$.

Sens yy : $S_t \leq \min(45cm, 4 \times e) = \min(45cm, 60cm) = 45cm$; soit $S_t = 25cm$.

Vérfications

- **Vérfications à L'ELU**

Condition de non fragilité

$$A_s \leq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.56cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.11MPa < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérfications à L'ELS**

Etats limites de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à sa contrainte admissible.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{1 \times y^2}{2} + (15 \times 3.14) \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 3.06^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13 - 3.06)^2 \Rightarrow I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.1 \times 3.06 \times 10^3}{5608.73} = 4.96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérfiée}).$$

État limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{125} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 > \frac{9.1}{10 \times 9.1} = 0.1 \quad \text{Condition vérifié}$$

Pour une console de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{125}{250} = 0.5 \text{ cm}$

Données de calcul

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 3.14 = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1547.1} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13 \right) = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.66 \Rightarrow V_2 = 7.34 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.66^3 + 7.34^3) + 15 \times 3.14 \times (7.34 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 32272.29 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00241$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00241 \times (2 + 3)} = 8.71$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3.48$$

$$q_g = 5.11 \text{ kN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 3.99 = 2.99 \text{ kN.m}$$

$$q_j = 3.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 2.34 = 1.78 \text{ kN.m}$$

$$q_p = G + Q = 6.11 + 2.5 = 8.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 6.72 = 5.04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{2.99 \times (0.13 - 0.0306)}{5608.73} \times 10^5 = 79.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{1.78 \times (0.13 - 0.0306)}{5608.73} \times 10^5 = 47.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.04 \times (0.13 - 0.0306)}{5608.73} \times 10^5 = 133.98 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00241 \times 79.48 + 2.1} = -0.28$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00241 \times 47.31 + 2.1} = -0.43$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00241 \times 133.98 + 2.1} = -0.08$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 35499.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 35499.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 35499.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 35499.52 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{1.78 \times 1.25^2}{10 \times 32164.2 \times 35499.52} \times 10^7 = 0.0024 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{2.99 \times 1.25^2}{10 \times 32164.2 \times 35499.52} \times 10^7 = 0.010 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{2.99 \times 1.25^2}{10 \times 32164.2 \times 35499.52} \times 10^7 = 0.010 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{5.22 \times 1.25^2}{10 \times 32164.2 \times 35499.52} \times 10^7 = 0.0070 \text{ cm}$$

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.0046 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm}$ La flèche est donc vérifiée.

III.3.4. Schéma de ferrailage du type 2 de l'escalier :

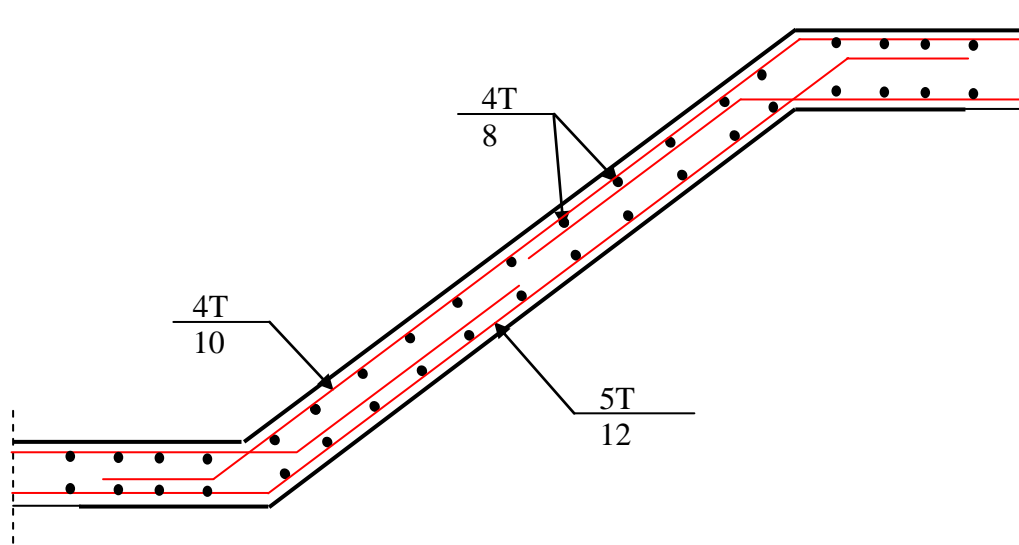


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de l'escalier

IV. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

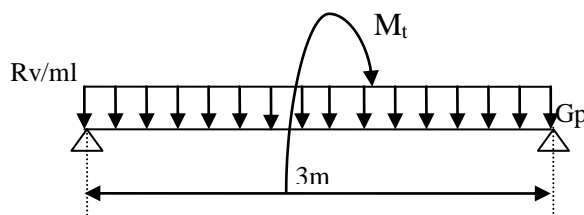


Figure III.27 : Schéma statique de la poutre palière

- Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

- Vérification

D après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

▪ Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

$$\text{À L'ELU : } R_b = 18.89 + 13.94 = 32.83 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À L ELS : } R_b = 13.05 + 9.94 = 23.00 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations

✓ A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 32.82 = 36.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.36 \times 3.80^2}{8} = 65.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.4 \times 65.62 = 26.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 36.36 \times \frac{3.80}{2} = 69.08 \text{ KN}$$

✓ A l'ELS

$$q_s = 25.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.62 \times 3.80^2}{8} = 46.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.4 \times 46.24 = 21.27 \text{ KN.m}$$

- calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III.14 : Calcul d'armatures

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	65.62	0.150	0.204	0.293	6.43	6HA12=6.79
En appuis	26.25	0.0601	0.0776	0.310	2.43	3HA12=3.39

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 5.25\text{cm}^2$

- Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (Tableau 3.19).

$$M^{torsion} = M_b^a = 9.25 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0705 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.066 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_a \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.01 \text{ cm}^2$$

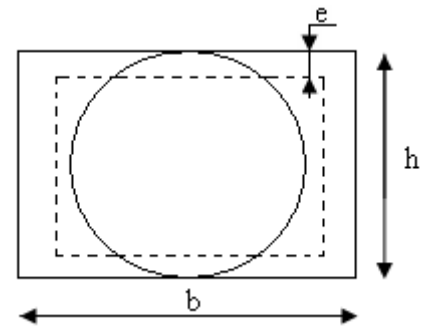


Figure III.28 : Section creuse équivalente

Choix des armatures

- En travée

$$A^t = 6.43 + \frac{2.01}{2} = 7.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$A^t = 5.25 + \frac{2.01}{2} = 6.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 69.08 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{69.08 \times 10^{-3}}{0.32 \times 0.3} = 0.719 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_a}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{0.0705 \times 2 \times 0.05} = 1.31 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

IV.1. Ferrailage :

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.719 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.125 \text{ cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_a \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.25 \times 10^{-3} \times 106 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 705 \times 10^{-8} \times 348} = 0.023 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

Avec
$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Sur appuis ($M_a = 21.27 \text{ KN.m}$) ; $y = 8.85 \text{ cm}$; $I = 34190 \text{ cm}^4$

$$\text{Application numérique } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.27 \times 8.85 \times 10^3}{34190} = 5.50 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

En travée ($M^t = 46.24 \text{ KN.m}$)

$$\text{Application numérique } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{46.24 \times 8.85 \times 10^3}{34190} = 11.96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

• Schéma de ferrailage de la poutre palière :

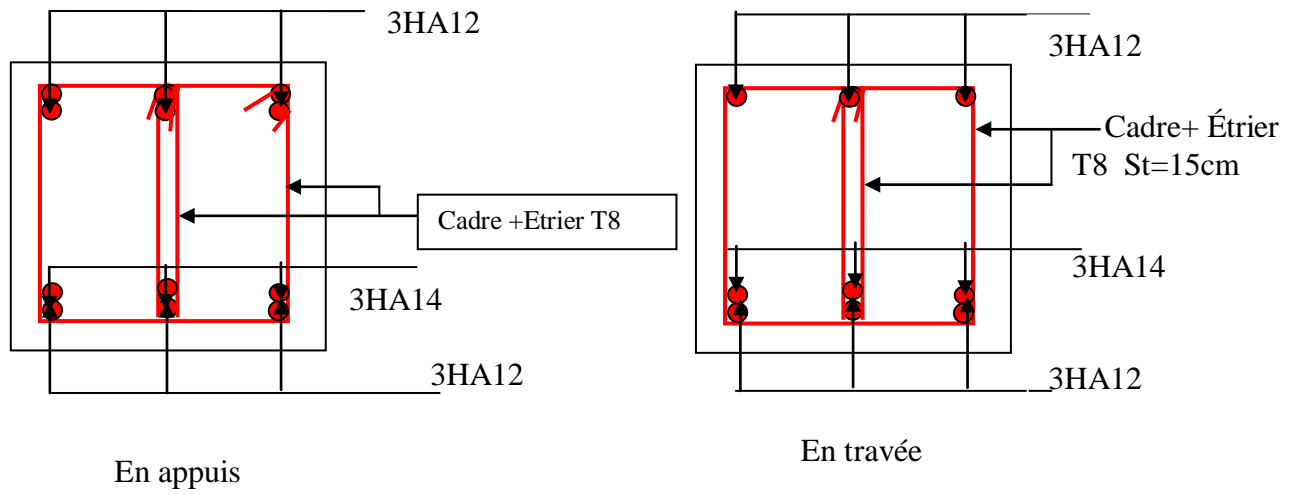


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.1. Introduction

Le tremblement de terre est l'une des catastrophes naturelles parmi les plus dangereuses. A la différence d'un cyclone ou d'une éruption volcanique, un séisme frappe en quelques secondes ne donnant aucune chance de fuite.

Le nord Algérien est confronté à de violents séismes de plus en plus fréquents, rien que lors de la dernière décennie pas moins de trois séismes de magnitude supérieure ou égale à 5,5 sur l'échelle de Richter. Ces séismes touchent aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, et provoquent d'importants dégâts matériels et occasionnent la perte de nombreuses vies humaines, d'où l'importance de la conformité de la construction vis-à-vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version2003).

IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente ;

Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

➤ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement et des matériaux. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0
6- Contrôles d'exécution	oui	0

Donc $Q = 1.20$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme(S2)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.2 Les valeurs de ζ (%)

RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 34.68m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (34.68)^{3/4} = 0.714s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.20m, \quad L_y = 21.20m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.65 s \\ T_y = 0.68 s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.65s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.68s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.3 \times 0.68 = 0.884s \\ T_{Sx} = 1.3 \times 0.65 = 0.851s \end{cases}$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.65}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.462$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.419$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$W = 37675.955 \text{ KN}$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.462 \times 1.20}{5} \times 37675.955 = 1982.96 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.419 \times 1.20}{5} \times 37675.955 = 1924.63 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse 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 non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de

$$\text{réponse de calcul suivant : } \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99})$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 Spectre de réponse de calcul résumé des résultats

T(s)	U _{x,y}	T(s)	U _{x,y}	T(s)	U _{x,y}	T(s)	U _{x,y}	T(s)	U _{x,y}
0	0.188	1.1	0.05	2.2	0.031	3.3	0.022	4.4	0.014
0.1	0.128	1.2	0.047	2.3	0.031	3.4	0.021	4.5	0.013
0.2	0.098	1.3	0.045	2.4	0.030	3.5	0.02	4.6	0.013
0.3	0.098	1.4	0.043	2.5	0.029	3.6	0.019	4.7	0.012
0.4	0.098	1.5	0.041	2.6	0.028	3.7	0.018	4.8	0.012
0.5	0.084	1.6	0.039	2.7	0.027	3.8	0.017	4.9	0.011
0.6	0.075	1.7	0.037	2.8	0.027	3.9	0.017	5	0.011
0.7	0.068	1.8	0.036	2.9	0.026	4	0.016		
0.8	0.062	1.9	0.035	3	0.026	4.1	0.015		
0.9	0.057	2	0.034	3.1	0.024	4.2	0.015		
1	0.053	2.1	0.032	3.2	0.023	4.3	0.014		

IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.2.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure IV.1.

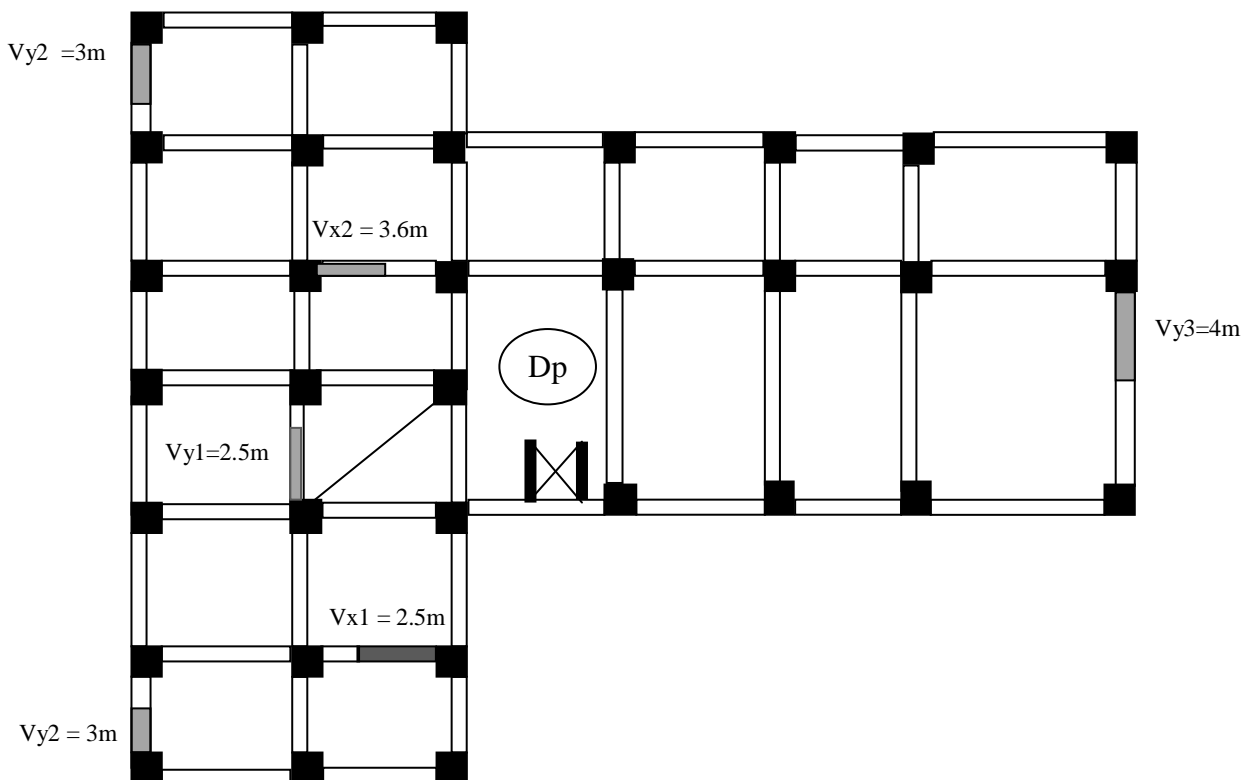


Figure IV.1 : Schéma de disposition des voiles.

Les trois premiers modes de déformation sont les suivants :

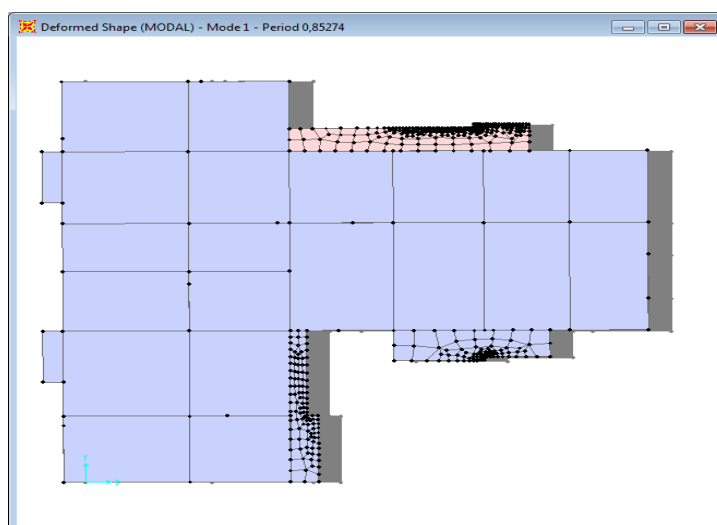


Figure IV.2 : Translation suivant l'axe x-x

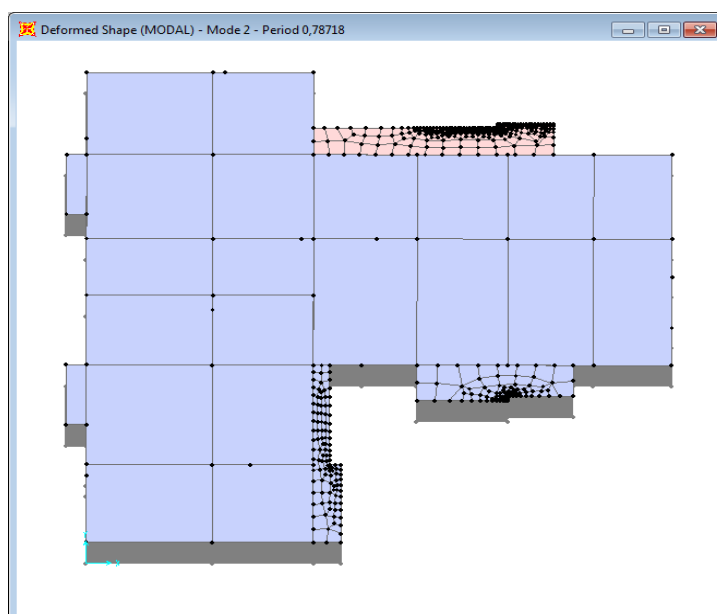


Figure IV.3 : Translation suivant l'axe y-y

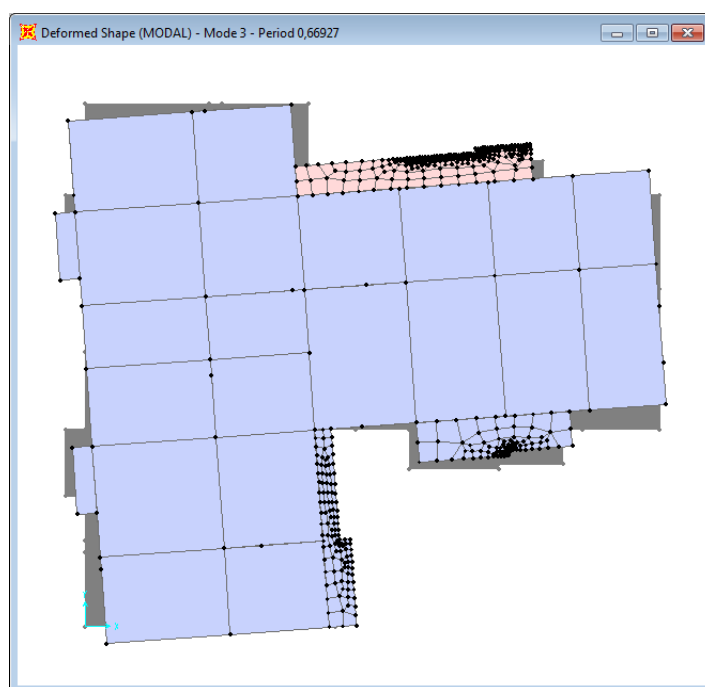


Figure IV.4 : Rotation

IV.2.5.2. Résultats et discussions:

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

8 Modes	Periode	Individuel mode		Cumulative sum(%)	
	Sec	UX	UY	UX	UY
1	0,8491	0,71533	0,00038	71,533	0,038
2	0,78727	0,71575	0,69418	71,575	69,418
3	0,669267	0,71664	0,69427	71,664	69,427
4	0,256764	0,87378	0,69428	87,378	69,428
5	0,218089	0,87378	0,8655	87,378	86,55
6	0,184145	0,87394	0,86607	87,394	86,607
7	0,127098	0,93389	0,86607	93,389	86,607
8	0,101435	0,93389	0,93052	93,389	93,052

Pour cette disposition des voiles, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction **yy** est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens **yy**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **xx**, ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

$$T_{xf} = 0.849 < T = 0.851 s; T_{yf} = 0.787 s < T_y = 0.884 s.$$

Il est remarquable également que dans notre analyse que (8) modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans le sens x et de sept dans le sens y.

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.5 et IV.6 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

✓ Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales

Niveau	charge reprise (Kn)				Pourcentages repris (%)			
	portiques		voiles		portiques		voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	546,102	350,27	1003,9	825,06	35,2323	29,8016	64,7677	70,19842
1 éré	683,39	528,17	774,024	727,64	46,8906	42,0579	53,10941	57,94212
2 émé	628,231	485,56	703,627	520,65	47,1695	48,2565	52,83048	51,74348
3 émé	696,36	563,98	538,13	550,08	56,4087	50,6241	43,59128	49,37589
4 émé	626,908	506,7	519,534	523,77	54,6829	49,1715	45,31708	50,82846
5 émé	666,688	559,37	378,141	416,27	63,8083	57,3339	36,19166	42,66615
6 émé	601,552	498,05	389,898	399,94	60,674	55,4629	39,32604	44,53708
7 émé	564,552	489,08	253,698	289,26	68,9951	62,8361	31,00495	37,16395
8 émé	427,089	371,55	267,302	272,99	61,5056	57,6459	38,49445	42,35411
9 émé	399,533	389,53	171,516	190,64	69,9648	67,1408	30,03525	32,85916
10 émé	450,443	443,97	183,433	130,52	71,0617	77,281	28,93831	22,71904

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée

✓ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6 : Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprise (Kn)		Pourcentages repris(Kn)	
	Portiques	Voiles	Portiques(%)	Voiles(%)
RDC	7418,266	1253,2	85,5480031	14,451997
1 ère étage	7017,056	1142,409	85,9989717	14,001028
2 ème	5733,402	973,18	85,4891806	14,510819
3 ème	5031,948	981,453	83,6789032	16,321097
4 ème	4295,561	906,631	82,572135	17,427865
5 ème	3641,62	792,966	82,1186014	17,881399
6 ème	3165,022	698,174	81,9275543	18,072446
7 ème	2346,062	570,316	80,4443731	19,555627
8 ème	1726,853	452,27	80,2453203	19,75468
9 ème	1252,215	309,882	80,1624355	19,837565
10 ème	660,886	157,874	80,7179149	19,282085

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

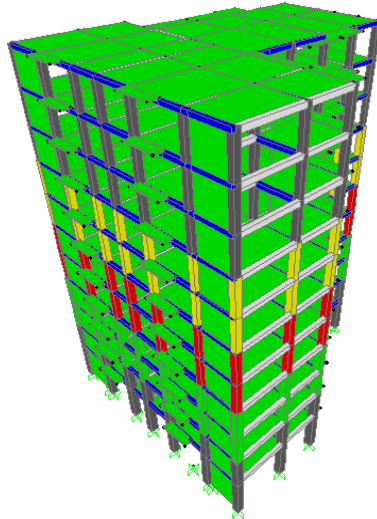


Figure IV.5 : *Vue de la structure en 3D*

c) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article **4.3.6** du **RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.7 : *Vérification de la résultante des forces sismiques*

Résultantes des forces sismiques	Vdyn(Kn)	Vst(Kn)	Vdyn/Vst	Observation
Sens X-X'	1520,80	1982,96	0,76	Non vérifie
SENS Y-Y'	1483,96	1924,63	0,77	Non vérifie

On voit bien que V_{dyn} est inférieure à 80% V_{st} , ceci implique une majoration de tous les paramètres de réponse par un coefficient qui est égale à $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

d) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B(m)	Nd(Kn)	fc28 (Mpa)	V	Observation
RDC	65x65	0,4225	2304,234	25	0,2560	Vérifie
1 er	65x65	0,4225	2054,945	25	0,1945	Vérifie
2 éme	60x60	0,36	1825,113	25	0,2027	Vérifie
3 éme	60x60	0,36	1605,951	25	0,1784	Vérifie
4 éme	55x55	0,3025	1390,621	25	0,1838	Vérifie
5 éme	55x55	0,3025	1184,724	25	0,1566	Vérifie
6 éme	50x50	0,25	981,778	25	0,157	Vérifie
7 éme	50x50	0,25	786,671	25	0,1258	Vérifie
8 éme	45x45	0,2025	593,421	25	0,1172	Vérifie
9 éme	45x45	0,2025	405,631	25	0,0801	Vérifie
10 éme	45x45	0,2025	220,652	25	0,0430	Vérifie

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

e) Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_{k} - \delta_{k-1}$$

$$\delta_{k} = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{k} : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens X-X'

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	0,0009	0,0045	0	0,0045	4,08	0,0011029	Vérifiée
2	0,0022	0,011	0,0045	0,0065	3,06	0,0021242	Vérifiée
3	0,0037	0,0185	0,011	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
4	0,0054	0,027	0,0185	0,0085	3,06	0,0027778	Vérifiée
5	0,0071	0,0355	0,027	0,0085	3,06	0,0027778	Vérifiée
6	0,0088	0,044	0,0355	0,0085	3,06	0,0027778	Vérifiée
7	0,0104	0,052	0,044	0,008	3,06	0,0026144	Vérifiée
8	0,0119	0,0595	0,052	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
9	0,0133	0,0665	0,0595	0,007	3,06	0,0022876	Vérifiée
10	0,0144	0,072	0,0665	0,0055	3,06	0,0017974	Vérifiée
11	0,0156	0,078	0,072	0,006	3,06	0,0019608	Vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	0,0006	0,003	0	0,003	4,08	0,0007353	Vérifiée
2	0,0015	0,0075	0,003	0,0045	3,06	0,0014706	Vérifiée
3	0,0026	0,013	0,0075	0,0055	3,06	0,0017974	Vérifiée
4	0,004	0,02	0,013	0,007	3,06	0,0022876	Vérifiée
5	0,0054	0,027	0,02	0,007	3,06	0,0022876	Vérifiée
6	0,0069	0,0345	0,027	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
7	0,0084	0,042	0,0345	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
8	0,0099	0,0495	0,042	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
9	0,0114	0,057	0,0495	0,0075	3,06	0,002451	Vérifiée
10	0,0128	0,064	0,057	0,007	3,06	0,0022876	Vérifiée
11	0,0141	0,0705	0,064	0,0065	3,06	0,0021242	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f) Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA99 (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - q_k)$.

✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X'

Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0,0045	31393,172	1378,764	4,08	0,0251129	Vérifiée
2	0,0065	25762,715	1283,758	3,06	0,0426285	Vérifiée
3	0,0075	23104,106	1164,342	3,06	0,0486349	Vérifiée
4	0,0085	19972,759	1080,899	3,06	0,0513275	Vérifiée
5	0,0085	17026,524	1005,904	3,06	0,0470183	Vérifiée
6	0,0085	14828,241	917,533	3,06	0,0448916	Vérifiée
7	0,008	11213,127	880,03	3,06	0,0333118	Vérifiée
8	0,0075	8402,688	722,048	3,06	0,0285228	Vérifiée
9	0,007	6067,842	609,501	3,06	0,0227738	Vérifiée
10	0,0055	3251,279	487,819	3,06	0,0119794	Vérifiée
11	0,006	0	519,99	3,06	0	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'

Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0,0045	31393,172	1378,764	4,08	0,02511294	Vérifiée
2	0,0065	25762,715	1283,758	3,06	0,04262853	Vérifiée
3	0,0075	23104,715	1164,342	3,06	0,04863623	Vérifiée
4	0,0085	19972,759	1080,899	3,06	0,05132754	Vérifiée
5	0,0085	17026,524	1005,904	3,06	0,0470183	Vérifiée
6	0,0085	14828,241	917,533	3,06	0,04489164	Vérifiée
7	0,008	11213,127	880,03	3,06	0,03331178	Vérifiée
8	0,0075	8402,688	722,048	3,06	0,02852279	Vérifiée
9	0,007	6067,842	609,501	3,06	0,02277385	Vérifiée
10	0,0055	3251,279	487,819	3,06	0,01197945	Vérifiée
11	0,006	0	519,99	3,06	0	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.3. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

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 entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu satisfaire, globalement, toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V. Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1 : Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

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) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $G + Q \pm E_x$

4) $0.8G \pm E_x$

5) $G + Q \pm E_y$

6) $0.8G \pm E_y$

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Les armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Pot RDC, 1 ^{er}	65*65	33.8	169	253.5
Pot 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	28.8	144	216
Pot 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	55*55	24.2	121	181.5
Pot 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	50*50	20	100	150
Pot 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	45*45	16.2	81	121.5

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : 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'élançement 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 déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement 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 10ϕ , minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur du poteau.

V.1.2 : Ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	Comb	A(cm ²) SAP2000	Aadoptée(cm2)
Pot RDC 1 ^{ér}	65*65	33.8	Acc4	35.60	8HA20+4HA25=44.74
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	28.8	Acc4	29.90	4HA14+8HA20=31.29
Pot 4 ^{ème} 5 ^{ème}	55*55	24.2	Acc4	28.77	6HA20+4HA16=26.86
Pot 6 ^{ème} 7 ^{ème}	50*50	20	Acc4	14.81	6HA20+4HA16=26.86
Pot 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	16.2	Acc4	12.51	4HA16+6HA14=17.28

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux solidaires aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	comb	A(cm ²) SAP2000	Aadoptée(cm2)
Pot RDC 1 ^{ér}	65*65	33.8	Acc1	37.34	8HA20+4HA25=44.74
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	28.8	Acc1	25.96	8HA16+6HA20=34.93
Pot 4 ^{ème} 5 ^{ème}	55*55	24.2	Acc1	9.12	6HA20+4HA16=26.86
Pot 6 ^{ème} 7 ^{ème}	50*50	20	Acc1	7.35	6HA20+4HA16=26.86
Pot 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	16.2	Acc1	5.07	4HA16+6HA14=17.28

b) Les armatures transversales**Tableau V.4 :** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Section (cm ²)	ϕ_{\min}^l (cm)	l_f	λ_g	V (kn)	l_r	S_{t1}	S_{t2}	A_t	$A_{t\min}$	$A_{t\text{adop}}$	Nbr de barre
65*65	2	285,6	4,393	40,646	65	10	15	1,05	2,92	3,01	6T10
60*60	1,6	214,2	3,57	37,135	60	10	15	1,31	2,7	3,01	6T10
55*55	1,6	214,2	3,89	20,287	55	10	15	1,29	2,47	3,01	6T10
50*50	1,6	214,2	4,28	19,882	50	10	15	1,19	2,25	3,01	6T10
45*45	1,4	214,2	4,76	20,246	45	10	15	1,23	2,02	3,01	6T10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.3. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=3.74\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA93 (Art : B.8.2.1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ Avec $\begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	i	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _{ultime} (M _N)	N _{max} (M _N)
Pot RDC 1 ^{er}	65*65	4,08	2,856	15,22	0,19	0,82	0,0045	0,3969	7,3107	3,1675
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	3,06	2,142	12,36	0,17	0,83	0,0035	0,3364	6,1065	2,542203
Pot 4 ^{ème} 5 ^{ème}	55*55	3,06	2,142	13,50	0,16	0,83	0,00269	0,2809	5,0327	1,657439
Pot 6 ^{ème} 7 ^{ème}	50*50	3,06	2,142	14,84	0,14	0,82	0,00269	0,2304	4,2648	1,099489
Pot 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	3,06	2,142	16,50	0,13	0,81	0,00172	0,1849	3,539	0,562923

$N_{max} < Nu \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.1.4. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

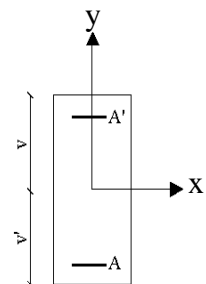


Figure V.1 : Section d'un poteau

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC 1 ^{er}	65*65	58.5	44.74	36	29	0.0263	2304.27	42.12	6.03	15
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	54	34.93	33.05	26.95	0.0133	1847.49	43.20	6.20	15
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	49.5	26.86	30.74	24.26	0.0097	1204.32	47.00	5.47	15
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	45	26.86	27.77	22.23	0.0066	798.81	47.22	5.18	15
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	40.5	17.28	25.48	19.52	0.0036	408.96	54.88	5.90	15

Donc la contrainte est vérifiée.

V.1.5 : Vérification des sollicitations tangentes :

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
RDC 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	65*65	2.142	3,295	0,04	58.5	73	0.192	1
Pot 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*60	2,142	3,57	0,04	54	84	0.259	1
Pot 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*55	2,142	3,89	0,04	49.5	75,9	0.278	1
Pot 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*50	2,142	4,28	0,04	45	63,6	0.282	1
Pot 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	45*45	2,142	4,76	0,04	40.5	59,3	0.325	1

V.1.6 : Schéma de ferrailage des poteaux :

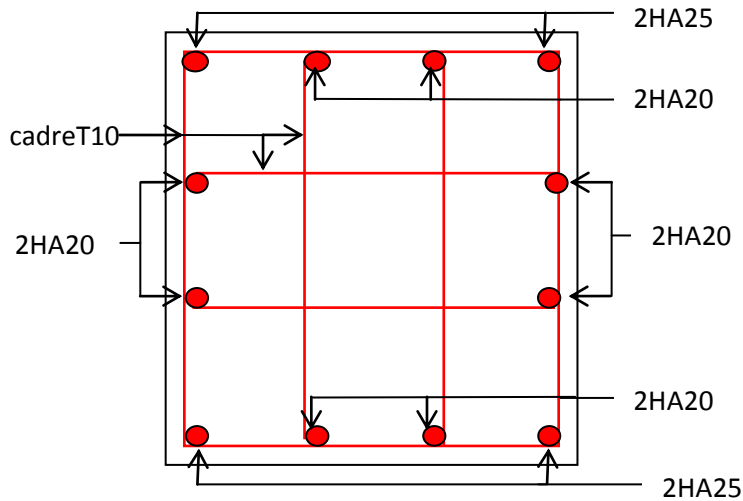


Figure V.2 : Ferrailage poteau RDC et 1^{ère}

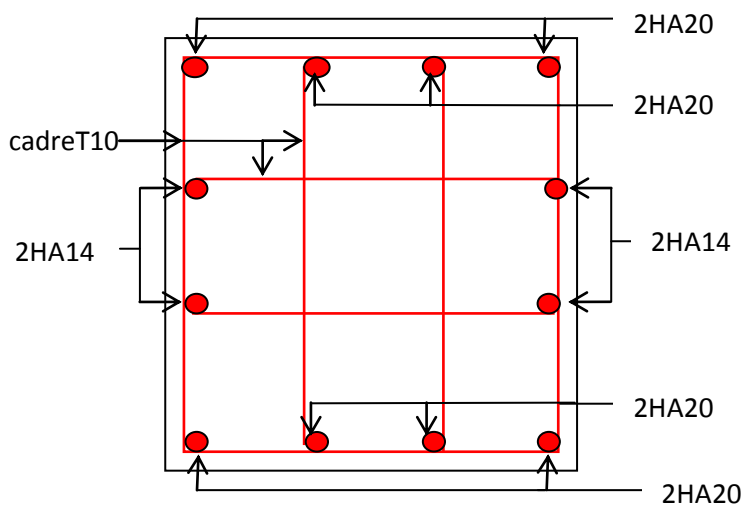


Figure V.3 : Ferrailage poteau 2^{ème}, 3^{ème}

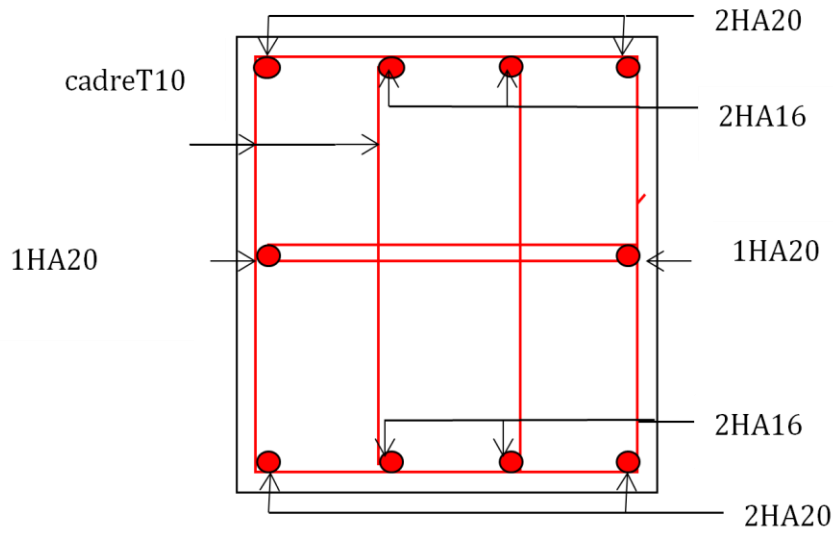


Figure V.4 : Ferrailage poteaux 4^{ème} à 7^{ème} étages.

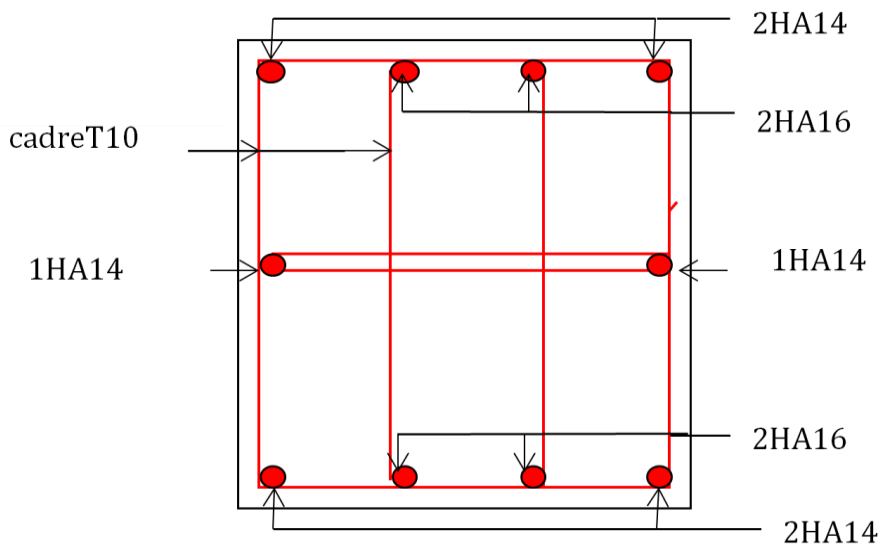


Figure V.5 : Ferrailage poteaux 8^{ème} à 10^{ème} étages.

V.2. Les poutres :

Les poutres ont pour objectif la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

V.2.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Article 7.5.1)}$$

b) Ferrailage :

RPA99 (Article 7.5.2)

- Les armatures longitudinales :

- 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.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales :

- 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 :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ 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.

V.2.2. Recommandation du 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.2.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	N^{bre}
				(cm^2)			de barres
RDC	Principales	40*35	Appuis	6,74	7	10.65	3T16+3T14
			travées	4,35			3T20
	Secondaires	35*30	Appuis	5,35	5.25	8.01	3T14+3T12
			travées	3,46			3T16
Etage courant.	Principales	40*35	Appuis	6,09	7	10.65	3T16+3T14
			travées	3,95			3T20
	Secondaires	35*30	Appuis	5,38	5.25	8.01	3T14+3T12
			travées	3,45			3T16
Terrasse inac.	Principales	40*35	Appuis	8.65	7	9.42	3T16+3T12
			travées	3,25			3T20
	Secondaires	35*30	Appuis	3,62	5.25	8.01	3T14+3T12
			travées	2,37			3T16

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

➤ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

>En zone courante :

$$3T20 = 9.42, \text{ cm}^2 < 4\% * b * h = 56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

>En zone de recouvrement :

$$3T16+3T14 + 3T20 = 10,65 + 9,42 = 20,07 \text{ cm}^2 < 6\% * b * h = 84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$0.5\% * b * h = 7 \text{ cm}^2 < 9.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Armatures transversales :

➤ **Poutres principales :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{350}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11,42 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 * S_t * b.$$

- Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

- $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} \leq \min(0,9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29,7 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 57,42 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0,3 * f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

Exigences du RPA:

- Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$
Soit $S_t = 10 \text{ cm.}$

- Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$
Soit $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,003 * S_t * b = 0,003 * 15 * 35 = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres Secondaires et Consoles :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 * S_t * b.$$

- Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

- $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.7 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 57.42 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0.3 * f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

Exigences du RPA:

- Zone nodale: $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$
 Soit $S_t = 10 \text{ cm.}$

- Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$
 Soit $S_t = 15 \text{ cm.}$

$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

V. 2. 4 Vérification à l'ELU :

V. 2. 4. 1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires et console}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutre palière.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V. 2. 4. 2 Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} ; \text{ F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Tableau V. 9 : Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	Vu(MN)	τ_U (MPa)	Observation
Principales	0,1637	1,16	vérifié
Secondaires	0,1124	1,07	vérifié

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

V. 2. 5 Vérification à l'ELS :**V. 2. 5. 1 Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

V. 2. 5. 2 Etat limite de compression du béton :

$$I = \frac{b * h^3}{12};$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Tableau V. 10 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (MN.m)	I (m)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principales	Appuis	117*10 ⁻³	1.87*10 ⁻³	0.146	9.13	Vérifiée
	Travées	44.69*10 ⁻³	1.87*10 ⁻³	0.139	3.32	Vérifiée
Secondaires	Appuis	94.57*10 ⁻³	1.25*10 ⁻³	0.127	9.60	Vérifiée
	Travées	16.99*10 ⁻³	1.25*10 ⁻³	0.114	1.81	Vérifiée

V. 2. 5. 3 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

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

$$\circ \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\circ \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2).$$

$$\circ \quad \frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots(3).$$

Tableau V. 11 : Vérification de l'utilité de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V. 2. 6 Vérification à l'ELS :

➤ Les zones nodales :

On prend $L' = 70$ cm pour toutes les poutres.

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC :

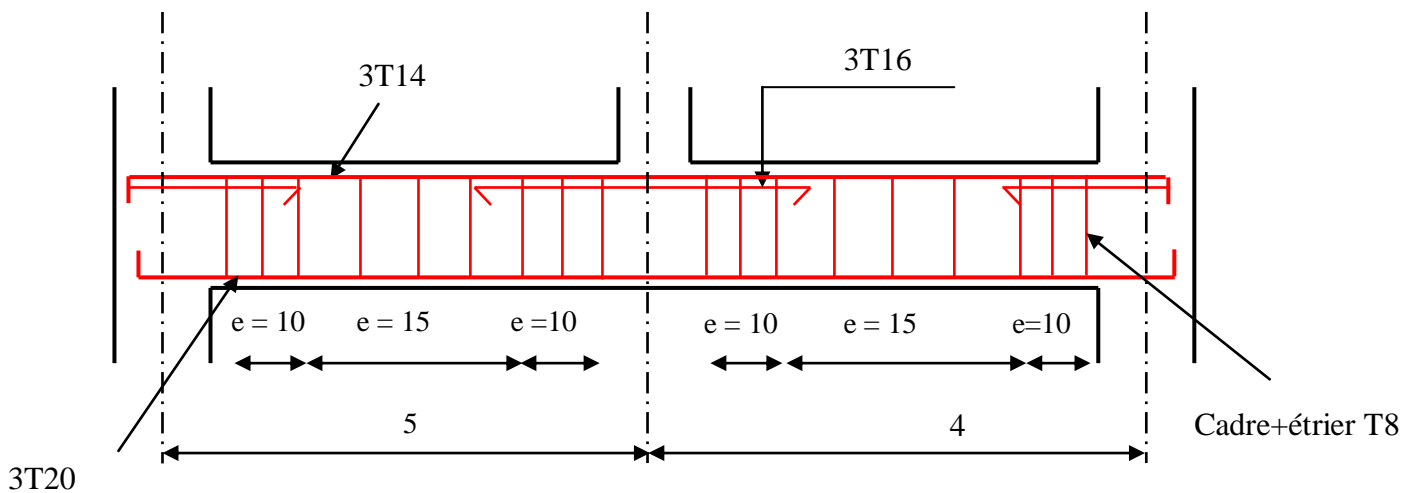


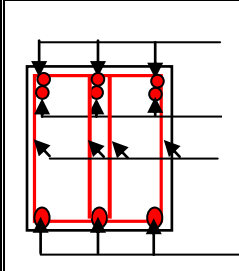
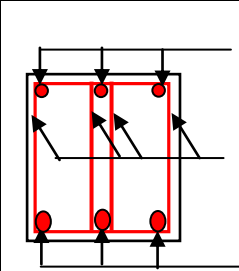
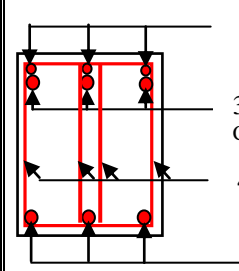
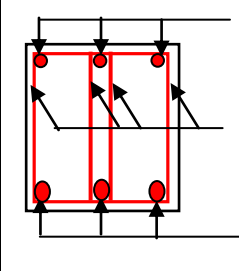
Figure V.6 : Disposition constructive des poutres

V. 2. 7 Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage des poutres principales, secondaires, consoles et paliers est présenté dans le tableau suivant

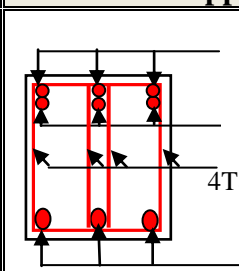
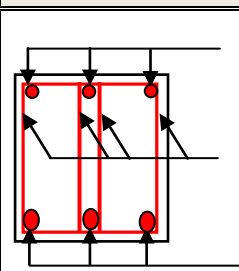
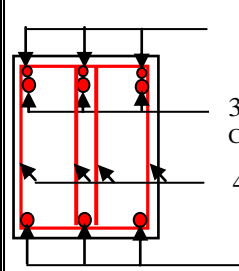
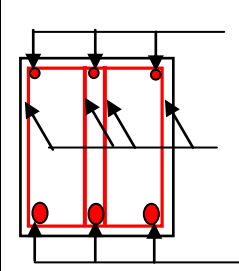
a) ferrailage des poutres de RDC et étage courant

Tableau V.12: Schéma de ferrailage des poutres RDC et étage courant

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	40*35	 <p>3T14 Filantes 3T16 Chapeaux 4T8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T16 Filantes 4T8 3T20 Filantes</p>
		 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4T8 3T16 Filantes</p>	 <p>3T14 Filantes 4T8 3T16 Filantes</p>

C) ferrailage des poutres d'étages d'étage terrasse

Tableau V.13 : Schéma de ferrailage des poutres terrasse

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	35*45	 <p>3T12 Filantes 3T16 Chapeaux 4T8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T16 Filantes 4T8 3T20 Filantes</p>
		 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4T8 3T16 Filantes</p>	 <p>3T14 Filantes 4T8 3T16 Filantes</p>

V. 3 Etude des voiles :

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 3. 4. a1)**, chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou **14 m** de hauteur dans la zone **II** (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles.

V. 3. 1 Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, les charges horizontales ils participent aussi à reprendre les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à la l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure. Suivant la géométrie il y a un type de voile, voile simple.



Voile simple.

V. 3. 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 ligaturées 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.

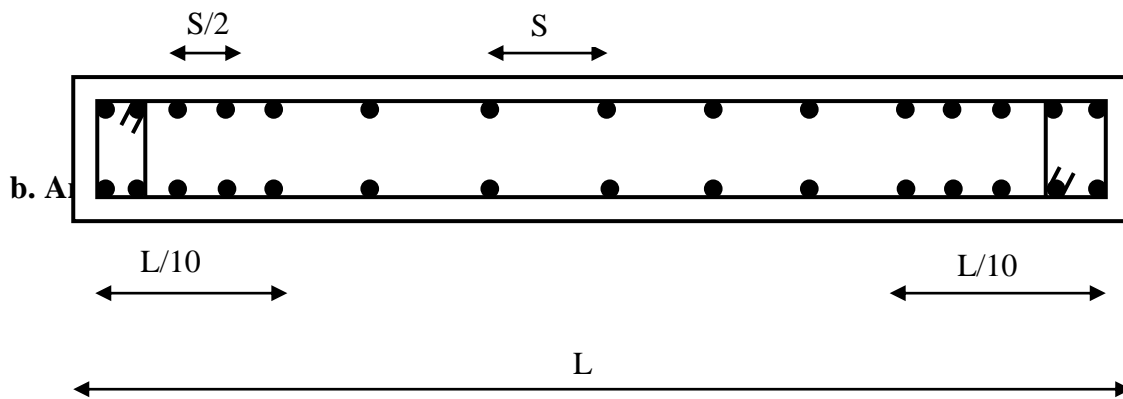


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munie de crochets à 135° de longueur 10ϕ .

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 :

$$A_{vj} = 1,1 * \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter 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 :
 $A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.
 $A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < a/10$ en zone courante.
- Longueur de recouvrement :
 - $L_r = 40\phi$ en zone qui peut être tendue.
 - $L_r = 20\phi$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V. 3. 3 La disposition des voiles :

La disposition des voiles de notre structure est illustrée dans la figure ci-dessous :

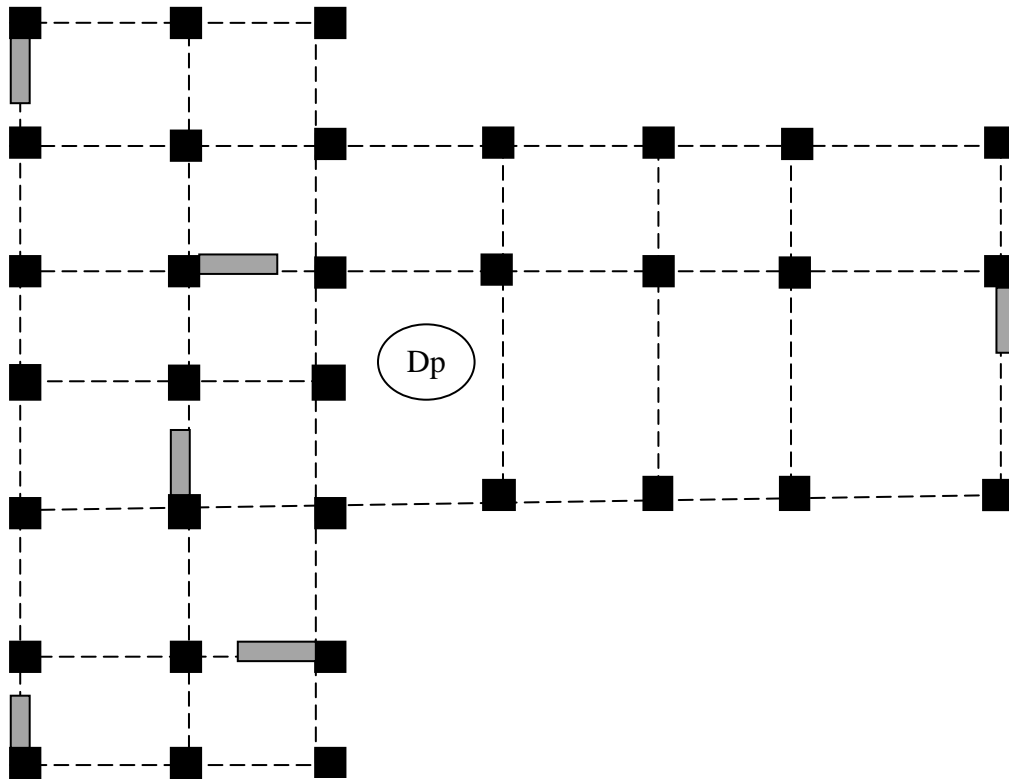


Figure V.8 : disposition des voiles

Le **SAP2000** 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 SAP2000 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. 3. 4 Le ferrailage :

➤ Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \cdot L$) comme indiquée sur la figure (V-3-4), Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

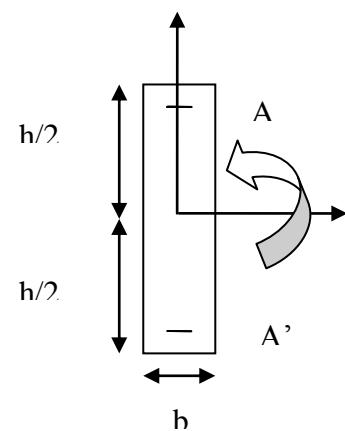


Figure V.9 : Section de ferrailage.

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M$ 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**.

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$\frac{A_t}{b * S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 * f_{ij} * k}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% b * L.$$

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: 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.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15bh$.

$A_h^{\text{calculé}}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

V_{x1} :

Niveau	RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8,9 et 10
Section (a*L)	20*250	20*250	20*250	20*250	20*250
M (KN.m)	18.403	35.40	47.483	56.42	58..031
N (KN)	1792.63	1512.93	1281.142	994.318	648.171
V (KN)	337.22	190.04	161.142	135.557	103.962
$A_v^{\min}/\text{voile (cm}^2\text{)}$	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face (cm}^2\text{)}$	26.087	22.35	15.265	14.47	10.31

$A_v^{adoté}/\text{face (cm}^2\text{)}$	26.89	26.89	18.10	16.02	12.57
N^{bre} de barres/face	6T16+10T14	10T14+6T16	16T12	10T12+6T10	16T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{min}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	3	3	3	3	3
$A_h^{calculé}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	1.31	3.22	2.26	1.48	0.86
$A_h^{adoté}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
N^{bre} de barres/face/ml	5T12	5T12	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.14 : Ferrailage de voile V_{x1} V_{x2} :

Niveau	RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8,9 et 10
Section (a*L)	20*360	20*360	20*360	20*360	20*360
M (KN.m)	53.64	43.27	32.73	23.964	39.35
N (KN)	2557.96	2252.28	1908.68	1486.465	974.269
V (KN)	694.696	529.16	361.71	275.664	193.937
$A_v^{min}/\text{voile (cm}^2\text{)}$	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6
$A_v^{calculé}/\text{face (cm}^2\text{)}$	33.84	30.89	29.25	21.63	14.47
$A_v^{adoté}/\text{face (cm}^2\text{)}$	35.66	31.13	31.70	23.12	16.30
N^{bre} de barres/face	4T20+15T14	4T16+15T14	19T14	4T14+15T12	4T12+15T10

Tableau V.15 : Ferrailage de voile V_{x2}

V_{y1} :

Niveau	RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 , 9 et 10
Section (a*L)	20*250	20*250	20*250	20*250	20*250
M (KN.m)	81.23	15.85	26.291	29.039	41.346
N (KN)	1988.192	1709.17	1443.70	1117.109	715.97
V (KN)	278.68	201.387	186.83	155.859	120.204
A_v^{\min}/voile (cm^2)	4.23	4.23	4.23	4.23	4.23
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$ (cm^2)	29.55	24.84	21.205	16.55	11.05
$A_v^{\text{adoté}}/\text{face}$ (cm^2)	34.68	24.98	24.98	20.48	11.78
N ^{bre} de barres/face	4T20+11T16	4T16+11T14	4T16+11T14	4T16+11T12	15T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{\min}/ml (cm^2)	3	3	3	3	3
$A_h^{\text{calculé}}/\text{ml}$ (cm^2)	1.76	2.77	1,81	1,31	0,81
$A_h^{\text{adoté}}/\text{face}$ (cm^2/ml)	3.16	3.16	3.16	3.16	1,0.1
N ^{bre} de barres/face/ml	4T10	4T10	4T10	4T10	2T8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.16 : Ferrailage de voile V_{y1}

V_{y2} :

Niveau	RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 , 9 et 10
Section (a*L)	20*300	20*300	20*300	20*300	20*300
M (KN.m)	215.76	439.68	381.05	293.039	184.824
N (KN)	2946.25	2502.60	2010.87	1619.946	1047.824
V (KN)	645.68	508.42	377.34	274.491	178.918
A_v^{\min}/voile (cm^2)	4.23	4.23	4.23	4.23	4.23
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$ (cm^2)	41.45	38.26	34.38	27.5	17.72
$A_v^{\text{adoté}}/\text{face}$ (cm^2)	42.60	41.75	34.68	28.27	18.60
N ^{bre} de barres/face	4T16+11T20	4T25+11T16	4T20+11T16	4T14+11T16	4T14+11T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{\min}/ml (cm^2)	3	3	3	3	3
$A_h^{\text{calculé}}/\text{ml}$ (cm^2)	1.76	2.77	1,81	1,31	0,81
$A_h^{\text{adoté}}/\text{face}$ (cm^2/ml)	3.16	3.16	3.16	3.16	1,0.1
N ^{bre} de barres/face/ml	4T10	4T10	4T10	4T10	2T8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.17 : Ferrailage de voile V_{y2} V_{y3} :

Niveau	RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 , 9 et 10
Section (a*L)	20*400	20*400	20*400	20*400	20*400
M (KN.m)	92.09	32.77	75.88	17.185	18.114

N (KN)	1872.48	1560.7	1271.205	955.185	604.361
V (KN)	495.31	401.83	318.13	250.072	181.113
A_v^{\min}/voile (cm²)	4.23	4.23	4.23	4.23	4.23
$A_v^{\text{calculé}}$/face (cm²)	27.90	22.78	19.09	11.04	8.90
$A_v^{\text{adoté}}$/face (cm²)	33.87	24.88	24.88	17.28	17.28
N^{bre} de barres/face	22T16	22T12	22T12	22T10	22T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{\min}/ml (cm²)	3	3	3	3	3
$A_h^{\text{calculé}}$/ml (cm²)	1.76	2.77	1,81	1,31	0,81
$A_h^{\text{adoté}}$/face (cm²/ml)	3.16	3.16	3.16	3.16	1,0.1
N^{bre} de barres/face/ml	4T10	4T10	4T10	4T10	2T8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.18 : Ferrailage de voile V_{y3}

V. 3. 5 Tableau de vérification de l'effort tranchant

Tableau V.19 : Vérification de l'effort tranchant selon X-X

voile		RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 , 9 et 10
Vx1	V (KN)	337.22	190.04	101.142	135.557	103.962
	(MPa)	1.049	0.591	0.501	0.422	0.323

V_{x2}	V (KN)	594.96	529.16	361.71	275.66	193.93
	(MPa)	1.501	1.143	0.781	0.596	0.419

Tableau V.20 : Vérification de l'effort tranchant selon Y-Y

voile		RDC et 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8, 9 et 10
V_{y1}	V (KN)	278.6	201.87	188.3	155.8	120.205
	(MPa)	0.602	0.570	0.556	0.485	0.374
V_{y2}	V (KN)	645.6	508.4	377.34	274.4	178.9
	τ (MPa)	1.674	1.318	0.778	0.711	0.446
V_{y3}	V (KN)	495.31	401.83	318.13	250	181.13
	τ (mpa)	0.963	0.781	0.619	0.486	0.352

V. 3. 6 Exemples de schémas de ferrailage (au RDC) :

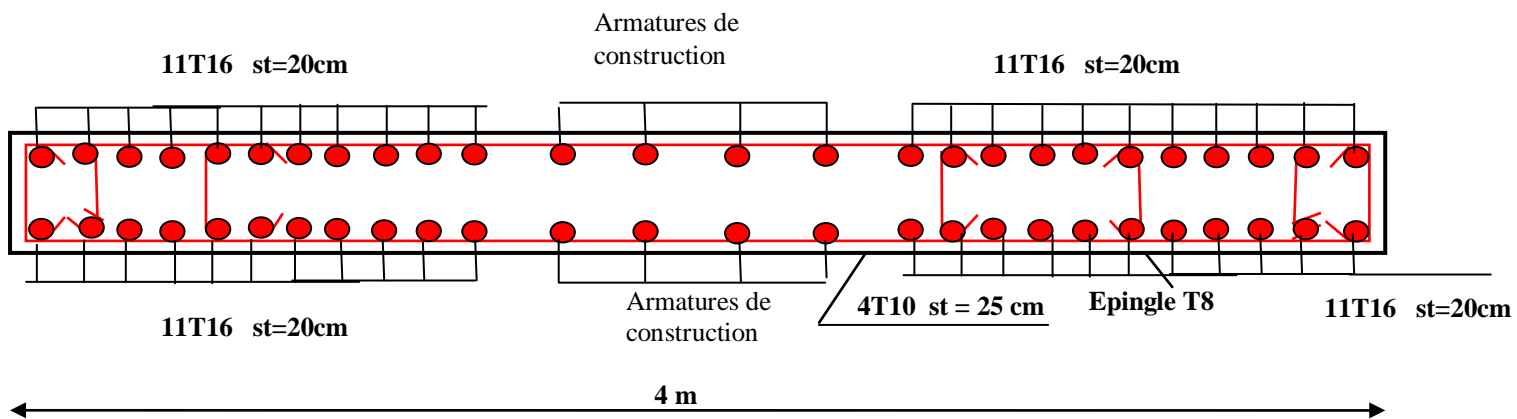


Figure V.10 : Schéma exemple de ferrailage du voile Vy3 au RDC

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol: fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2. Choix du type des fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

VI.4. Etude des fondations :

- **Le choix de fondation :**

Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$N = 2389.82 \text{ kN}$

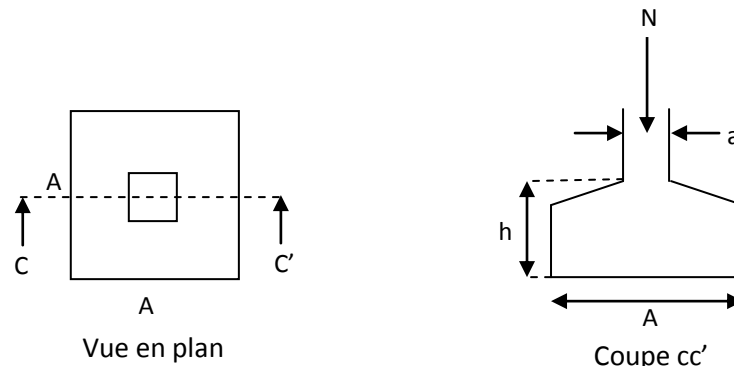


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.389}{0.20}} = 3.45 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux.

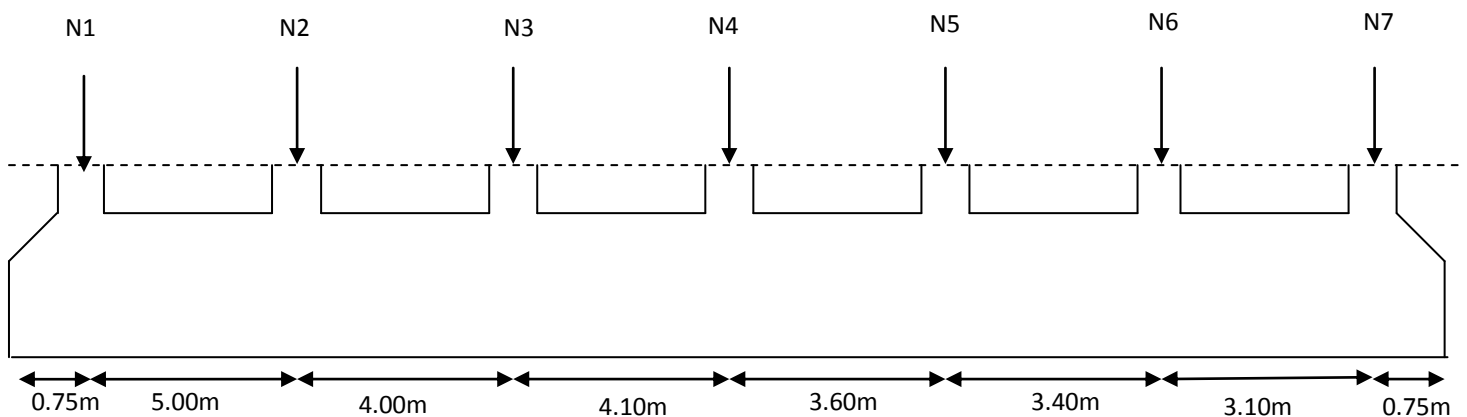


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

Soit la surface des fondations :

$$S_{\text{cal}} \geq \frac{Nd}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{69752.291}{0.2} = 348.76\text{m}^2$$

On a la surface des fondations est supérieure à celle du bâtiment, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bar pour une profondeur au moins de -2.3 m par rapport à la côte du terrain naturel.

Soit la surface des fondations :

$$S_{\text{cal}} = 348.76\text{m}^2$$

Donc la surface des fondations est $348,76\text{m}^2$

Avec : Nd étant l'effort normal sollicitant ramené par la superstructure.

La surface totale du bâtiment est : 324.80m^2

On voit bien que $S_{\text{cal}} = 1.07 \times S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

- **Radier général :**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

A –Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

h_n : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 5.70\text{m}$$

La nervure :

$$\text{On a : } h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570-65}{10} = 50,5 \text{ cm}$$

La dalle :

$$\text{On a : } h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{570-65}{20} = 25,25 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$.

b : la largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \geq 73,60 \text{ cm}$$

D'après les résultats de ces deux conditions on opte pour une hauteur de nervure $h_n = 80 \text{ cm}$

Calcul du débord

Le débord doit vérifier la condition suivante : $D \geq \max\left\{\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right\} \geq \max\left\{\frac{80}{2}, 30 \text{ cm}\right\}$

On a d'abord pris un débord de 50 cm, mais comme les contraintes dans le sol n'étaient pas vérifiées nous avons donc opté pour un débord de 1 m.

On a le périmètre de la structure : 77m

Donc la surface totale du radier est de : $S_{\text{bat}} + S_{\text{Deb}} = 324,80 + (77 * 1) = 401,8 \text{ m}^2$

La surface totale adoptée du radier est $401,8 \text{ m}^2$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \cdot L_{\max}}{2 \cdot S_{\text{rad}}} \cdot 1\text{m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

Sur ce on a $V_d = 438.33 \text{ KN}$

Donc depuis (I) on tire $d \geq 38 \text{ cm}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_n = 80\text{cm pour les nervures du radier.} \\ h_d = 40\text{cm pour la dalle du radier} \end{array} \right.$$

B - Les vérifications :

B-1- Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$.Nu \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_n \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : effort normal sur le poteau le plus sollicité.

h_n : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré 65*65 avec $N_u = 2389.817 \text{ KN}$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a+h = 0.65+0.8=1.45 \\ B = b+h = 0.65+0.8=1.45 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A+B) = 5.8\text{m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2.389\text{MN} < 3.48\text{MN} \dots\dots\dots\text{vérifie}$$

B-2-Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 13537.30\text{m}^4 \text{ et } X_G = 10.43 \text{ m.}$$

$$I_y = 21033.80\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 12.37\text{m.}$$

$$M_x = 49006.39198 \text{ kN.m, } M_y = 36783.388 \text{ kN.m.}$$

$$N = 69752.291 \text{ KN}$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments à la base.

- **Sens X-X:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{69.752}{401.80} + \frac{49006.392 * 10^{-3} * 12.37}{13537.30} = 0.21\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.13\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.19\text{MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.20\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{69.752}{401.80} + \frac{36783.388 * 10^{-3} * 10.43}{21033.80} = 0.19\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.15\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.18\text{MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.20\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

B-3- Vérification aux sous-pressions :

$$N \geq \gamma_w * S * Z * F_s$$

Avec :

$F_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 401,8 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$Z = 2.3 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 69752.30 \text{ kN} > 1.15 \times 10 \times 2.30 \times 401.8 = 10627,61 \text{ kN}$Condition Vérifiée

C- Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure IV.1**) et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m.

C-1- détermination des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u + P_u}{S_{tot}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et P_u le poids propre du radier.

$$N_u = 69752.30 \text{ kN}$$

Calcul de P_u :

$$\text{Poids propre du radier} = 401.8 \times 0.4 \times 25 = 4018 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_u = 1,35 \times 3200 = 5424,3 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = \frac{75176,6}{401.8} = 187.10 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,72 \text{ et à l'ELU on a : } \mu_x = 0,0658 \text{ et } \mu_y = 0,4624$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 206,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 95,70 \text{ kN .m}$$

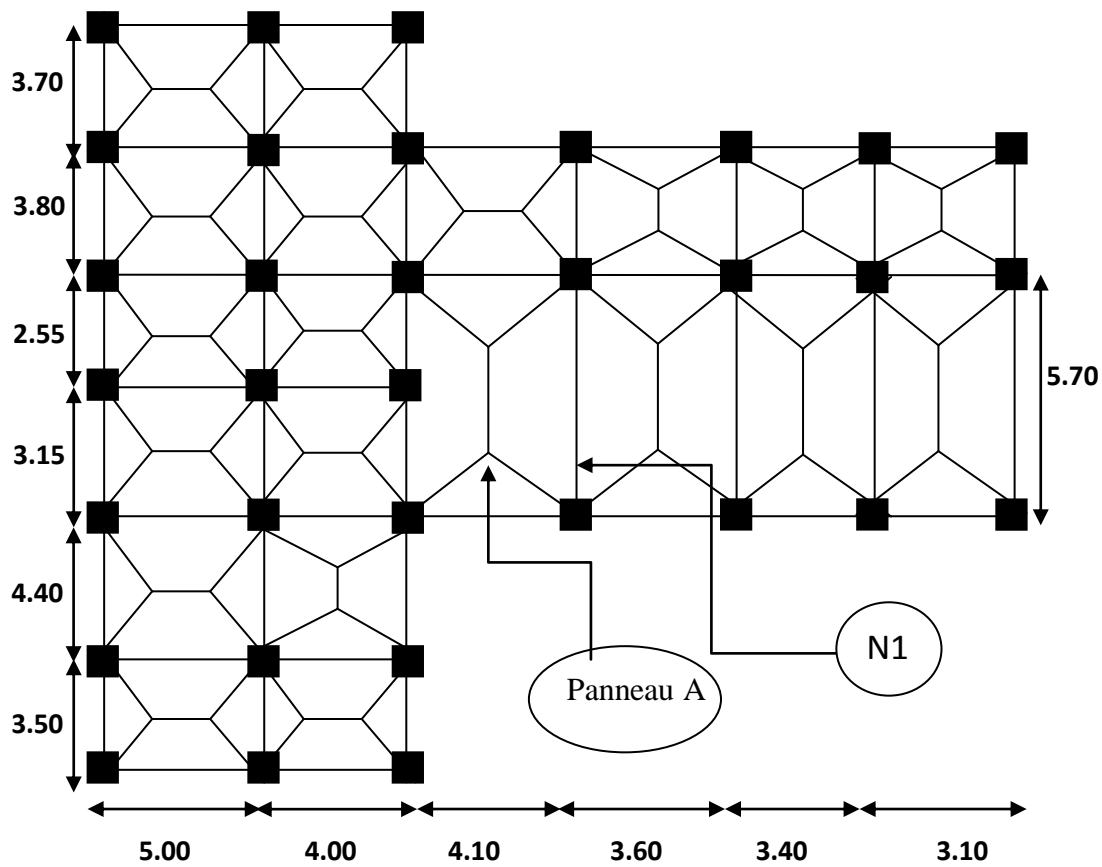


Figure VI.3 : Schéma de rupture des dalles du radier.

C-2- Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la non continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 155,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 81,34 \text{ kN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -104,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -24,40 \text{ kN.m}$$

On prend le max entre les deux donc $M_a = -104,97 \text{ kN.m}$

La section de ferrailage étant (1*0,4) m² alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Section des armatures du radier.

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)
travée	x-x	155,21	11,86	3,65	12,57	4HA20
	y-y	81,34	6,35	3,20	7,70	5HA14
Appui		-104,97	8,15	3,65	10,05	5HA16

Pour une dalle d'épaisseur e > 12 cm ; et ρ > 0.4, la section minimale d'armatures est :

$$A_{x\min} = \rho_0 * (3 - \rho) * b * \frac{h}{2} = 3,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = \rho_0 * b * h = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sachant que pour des aciers HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

- **L'espacement des armatures :**

Armatures // à L_x : St = 20cm ≤ min (2*e ; 25cm) = 25cm.

Armatures // à L_y : St = 20cm ≤ min (2*e ; 20cm) = 20cm.

C-3- Les vérifications à l'état limite ultime :

✓ - **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{Q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 302,24 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 112,60 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0,84 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

C-4- Les vérifications à l'état limite de service :

On a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

$N = 34876,14 \text{ kN}$ et le poids propre du radier est : 4018 kN

$$N_s = 34876,14 + 4018 = 38834,14 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 96,65 \text{ kN/m}^2$$

Après calculs des moments M_{0x} et M_{0y} et leur correction, on trouve :

$$\begin{cases} M_{tx} = 87,61 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 60,20 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -43,80 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

Vu que la fissuration est nuisible alors une vérification de la contrainte de traction pour l'acier est requise :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton :

Localisation		M_{ser} (kN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	87,61	160783,30	9,90	5,40	213,32
	yy	60,20	107781,16	8,46	4,72	230,73
Appui		-43,80	134196,45	9,01	2,94	132,13

Vu que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée sauf pour les appuis alors une augmentation des sections des armatures est requise pour la travée dans les deux sens.

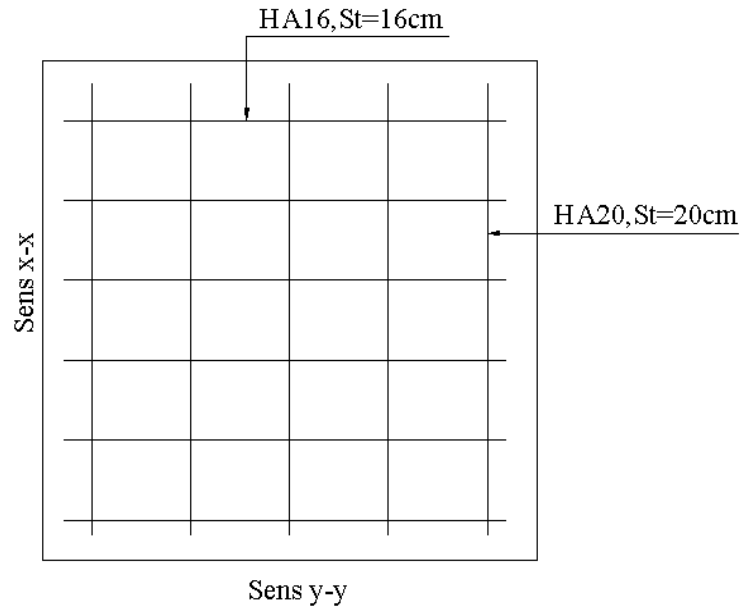
Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.3 : Les nouveaux résultats de la vérification de l'état limite de compression du béton :

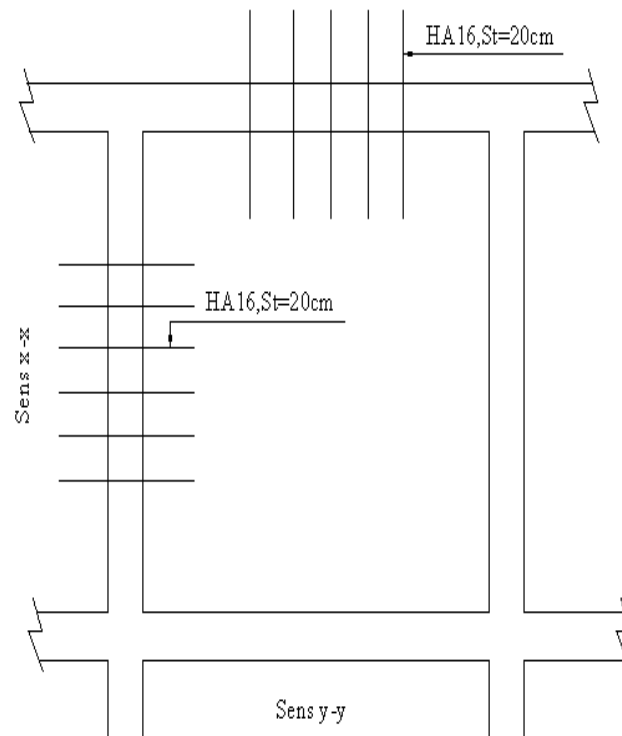
Localisation	M_{ser} (KN.m)		A (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
	Travée	xx	87,61	15,70	5HA20	10,87	191534,41	4,97
yy		60,20	12,06	6HA16	9,74	155546,74	3,77	152,44
Appui	- 43,80		10,05	5HA16	9,01	134196,45	2,94	132,13

Après avoir augmenté la section de ferrailage pour la travée on constate que la vérification vis-à-vis de la contrainte de l'acier est vérifiée.

F- Le schéma de ferrailage :



-- En travée --



-- En appui --

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de radier.

- **Le ferrailage du débord :**

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

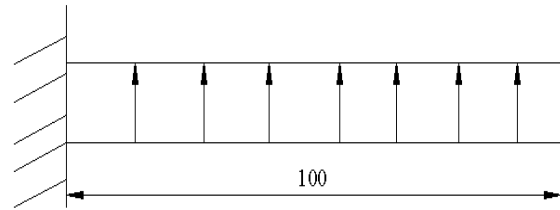


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

$$M_u = -Q_u * \frac{Lx^2}{2} = -93,55 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.4 : Le ferrailage du débord :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_x calculé (cm ² /m)	A adopté (cm ²)	St (cm)
93,55	0,051	0,065	0,37	7,26	5HA14 = 7,70	20

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et donc dans le sens L_y on ferraille avec les armatures de répartition 4HA8cm²/ml.

➤ **Le schéma de ferrailage :**

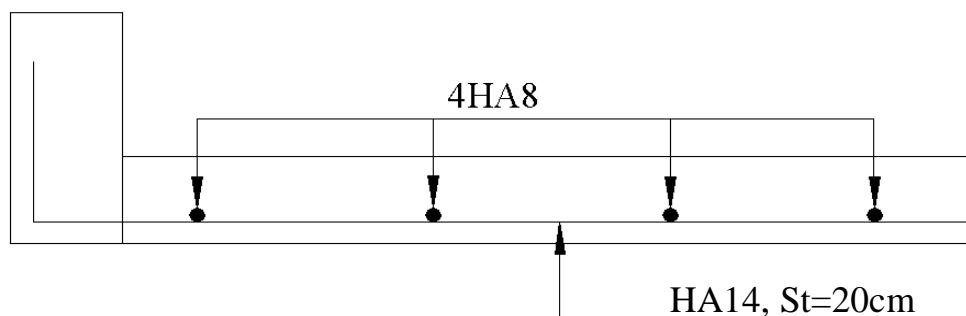


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du débord.

- **Les nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier cependant la répartition des charges sur travée est triangulaire ou trapézoïdale, ceci est fortement dépendant des lignes de ruptures mais on procède à une simplification des calculs en les remplaçant par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge produisant le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Pour notre cas, nous allons étudier le cas de la nervure N1 (Fig.VI.1)

- ✓ **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- ✓ **Charge triangulaire :**

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$Q_u = 187,10 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad Q_s = 96,65 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Schémas statiques équivalents :**

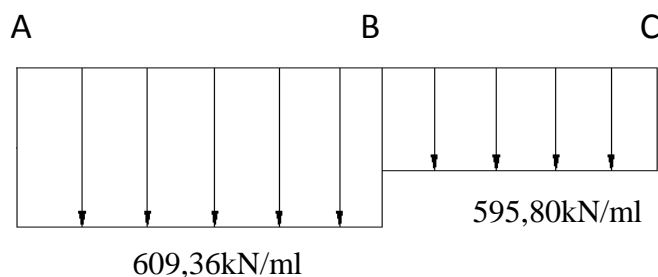


Figure VI.7 : Schémas statiques équivalents.

- **Evaluation des sollicitations :**

Pour déterminer les sollicitations, il faudra utiliser la méthode de Caquot (chapitre III : calcul des éléments secondaires).

Tableau VI.5 : Sollicitations maximales sur la nervure N1.

Localisation	Travée	Appui
Mu (KN.m)	1439.71	-1802.37
Ms (KN.m)	747.07	-930.64
V (KN)	1516.85	

B- Le ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

$$h=0,8 \text{ m}$$

$$h_0=0,4\text{m}$$

$$b_0=0,65\text{m}$$

$$d=0,76\text{m}$$

Pour la nervure N1 :

$$L_x = 3.6 - 0.65 = 2.95\text{m}$$

$$L_y = 3.8 - 0.65 = 3.15\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(3,15/10; 2,95/2)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0,31\text{m}$$

On prend $b_1 = 30\text{cm}$.

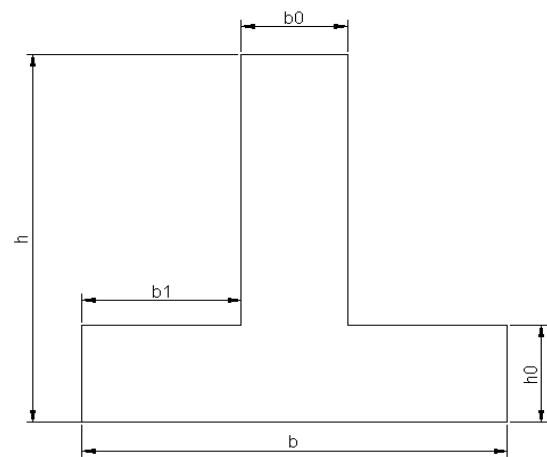


Figure VI.8 : Coupe de la nervure.

Soit $b=1,25$ m.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : Ferrailage de la nervure N1.

Localisation	Mu (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix
Travée	1439.71	58.91	11.47	64.34	8HA32
Appui	-1802.37	86.86	11.47	96.51	12HA32

C- Les vérifications :

C-1- Etat limite ultime :

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1,517 / (1.25 \times 0,76) = 1,60 \text{ MPa} < \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots (\text{Vérfiée}).$$

C-2- Etat limite de service :

- **Vérifications des contraintes.**

Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes :

Localisation	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{b_adm} (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_{s_adm} (Mpa)
Travée	747.07	27.38	3.13×10^6	6.53	15	174.10	201.63
Appui	-930.64	31.92	4.16×10^6	7.14	15	147.91	201.63

On voit bien que la contrainte de l'acier est vérifiée.

✓ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22,85; 65; 32) \Rightarrow \phi_t \leq 22,85 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 20 \text{ mm}$

✓ **Espacements des aciers transversaux :**

- 1) $St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$
- 2) $St \leq (At \cdot f_e) / (0,4 \cdot b_0) \Rightarrow St \leq 98,98\text{cm}$
- 3) $St \leq (0,8 \cdot At \cdot f_e) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})] \Rightarrow St \leq 32,65\text{cm}$

Soit $St=15\text{cm} \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3,95 \text{ cm}^2$

On rajoute 4HA12 pour éviter le voilement.

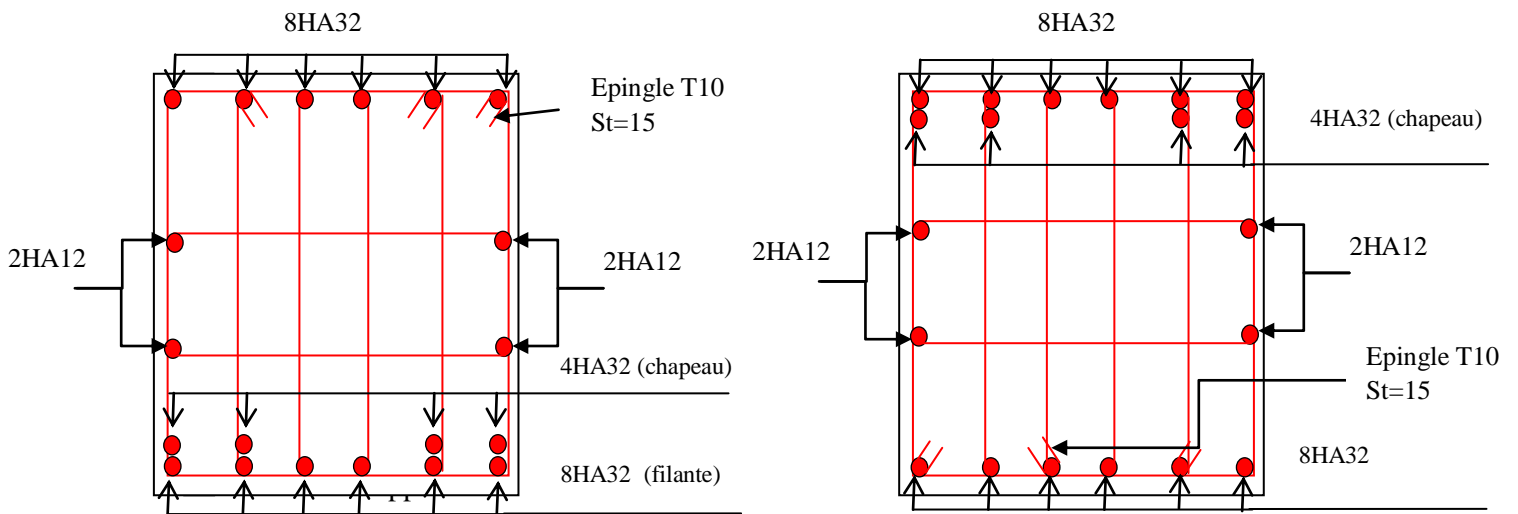


Figure. VI.9 : Schéma de ferrailage de nervure

Conclusion

L'étude qu'on a effectuée nous a conduits à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ L'étude de la structure doit être menée à bien car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations.
- ✓ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions est essentielle pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ La modélisation de l'escalier dans la structure influe directement sur la nature des modes de vibrations, car la cage d'escalier avec une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influence la réponse du bâtiment aussi bien pour ce qui des caractéristiques dynamiques que pour la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire de tenir compte dans la modélisation. Au contraire de ceux en bois qui ont une charge négligeable (poids propre) devant celle du béton.
- ✓ Même si la structure répond aux exigences de calcul, la réalisation doit être fidèle au calcul pour s'assurer que la présence de différence de niveaux n'affecte la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✓ 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).
- ✓ Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

Bibliographie :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année génie civil, ainsi que les cours de RDM.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_s	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_s											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 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

