

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master 2 en génie civil
Option : - matériaux et structure
- géotechnique

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5+5 entre sol) à usage d'habitation contreventé
par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} Ait Zenati Fahem
M^{er} Khebat Amirouche

Encadré par:

M^{eme} Ourabah

Co-encadreur:

M^r Ourabah

Jury:

M^r BENYESSAD
M^{eme} BOUKEMOUCHE

Promotion 2011-2012

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à nos promoteurs M^{me} hamouche sans oublier Mr ourabah d'avoir accepter de nous guider dans ce travail.

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

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de prés ou de loin à ce travail.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

- ***A mes très chers parents.***
- ***A mes frères.***
- ***A mes sœurs.***
- ***A toute ma famille.***
- ***A mes copains de chambre.***
- ***A tous mes amis (es) .***
- ***A mon binôme et sa famille.***

fahem

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

- ***A mes très chers parents.***
- ***A mes frères.***
- ***A mes sœurs.***
- ***A toute ma famille.***
- ***A mes copains de chambre.***
- ***A tous mes amis (es) .***
- ***A mon binôme et sa famille.***

amirouche

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Généralité	
I. INTRODUCTION.....	02
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	02
III. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES	03
IV. ETATS LIMITES	03
V. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	03
VI. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	06
VI.1.Le béton	06
VI.2.L'acier	11
VII. HYPOTHESE DE CALCUL	12
VIII. CONCLUSION	14
Chapitre II : Pré Dimensionnement des Eléments	
I. INTRODUCTION	15
II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	15
II.1. Les planchers	15
II.1.1. Planchers corps creux	15
II.1.2. Planchers dalles pleines	17
II.2. Les balcons	19
II.3. Les murs extérieurs	20
II.4. L'acrotère	20
II.5. Les escaliers	21
III. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	24
III.1. Les voiles	24
III.2. Les poutres	25
III.3. Les poteaux	26
IV. CONCLUSION	34
Chapitre III : Etude des Eléments Secondaires	
I. INTRODUCTION	35
II. ETUDE DES PLANCHERS	35
II.1. Planchers corps creux	35
III. ETUDE DES BALCONS	73

IV. ETUDE DE L'ACROTÈRE	86
V. ETUDE DES ESCALIERS.....	92
VI. CONCLUSION	102
Chapitre IV : Etude au séisme	
I. INTRODUCTION	103
II. METHODE DE CALCUL	103
II.1. Calcul de la force sismique total à la base	103
II.2. Méthode dynamique modale spectacle	107
III. DISPOSITION DES VOILES	110
IV. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	110
IV.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	110
IV.2. Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique.....	111
IV.3. Justification de l'interaction voiles portiques	113
IV.4. Vérification de l'effort normal réduit	114
IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements	115
V. CONCLUSION	117
Chapitre V : Calcul des Eléments Principaux	
I. INTRODUCTION	118
II. ETUDE DES POTEAUX	118
III. ETUDE DES POUTRES	128
IV. ETUDE DES VOILES.....	140
V. CONCLUSION	148
Chapitre VI : Etude des Fondations	
I. INTRODUCTION	149
II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	149
III. RADIER GENERAL.....	151
IV. ETUDE VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	165
V. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT.....	169
VI. CONCLUSION	174
CONCLUSION GÈNERALE	175
BIBLIOGRAPHIE	177
ANNEXES.....	178

RESUME DES TABLEAUX

Numéro du tableau	Titre du tableau	page
I.1	f_e en fonction du type d'acier	11
II.1	Evaluation des charge du plancher terrasse accessible	16
II.2	Evaluation des charges du plancher étage courant	16
II.3	Evaluation des charges du balcon	19
II.4	Evaluation des charges des cloisons extérieures.	20
II.5	Charge permanente revenant à l'acrotère	20
II.6	Evaluation des charges sur les volées escalier sous sol	24
II.7	Evaluation des charges sur le palier	24
II.8	pré dimensionnement des voiles	25
II.9	Descente de charge sur le poteau (F.2)	30
II.10	Vérification des poteaux à la compression simple.	31
II.11	Vérification au flambement des poteaux	33
III.1	Les différents Types de poutrelles	36
III.2	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	40
III.3	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELU pour le plancher terrasse accessible	55
III.4	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELS pour le plancher terrasse accessible.	56
III.5	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant	57
III.6	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELS pour le plancher étage courant	58
III.7	Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	59
III.8	Ferraillage des poutrelles plancher terrasse	65
III.9	Ferraillage des poutrelles plancher étage courant	66
III.10	vérification des contraintes dans le béton	68
III.11	Ferraillage du balcon sur trois appuis	76
III.12	contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	77
III.13	Ferraillage du balcon sur deux appuis	82
III.14	contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis	83
III.15	Différentes combinaisons à utiliser	87
III.16	Résumé des résultats de ferraillage	95
III.17	Evaluation de la flèche	96
III.18	Calcul d'armature	99
IV.1	Caractéristiques géométriques des planchers corps creux..	108
IV.2	Caractéristiques des nœuds maîtres	109
IV.3	Vérification de l'effort tranchant à la base	111
IV.4	Période de vibration et taux de participation massique.	111
IV.5	Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.	113
IV.6	Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens	113

IV.7	<i>Vérification de l'effort normale réduit</i>	115
IV.8	<i>Vérification des déplacements</i>	116
IV.9	<i>Vérification a L'effet P-Δ.</i>	117
V.1	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.</i>	119
V.2	<i>Sollicitations dans les poteaux</i>	121
V.3	<i>Armatures longitudinales dans les poteaux</i>	121
V.4	<i>Armatures transversales dans les poteaux</i>	122
V.5	<i>Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum</i>	124
V.6	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	125
V.7	<i>Vérification des sollicitations tangentes</i>	126
V.8	<i>Ferraillage des poutres</i>	131
V.9	<i>Vérification de l'effort tranchant</i>	133
V.10	<i>Vérification de la contrainte limite de béton</i>	134
V.11	<i>Moments résistant dans les poteaux</i>	139
V.12	<i>Vérification des zones nodales</i>	140
V.13	<i>Résultats du ferraillage des voiles A,B,C,D</i>	144
V.14	<i>Résultats du ferraillage des voiles E,F</i>	145
V.15	<i>Résultats du ferraillage des voiles G,H</i>	146
V.16	<i>Résultats du ferraillage du voile I</i>	147
VI.1	<i>Tableau du ferraillage du radier</i>	157
VI.2	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	157
VI.3	<i>Vérification des contraintes dans l'acier</i>	158
VI.4	<i>Vérification des contraintes nouvelles</i>	158
VI.5	<i>Tableau du ferraillage des nervures</i>	162
VI.6	<i>Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.</i>	163
VI.7	<i>Redimensionnement du Ferraillage des nervures</i>	163
VI.8	<i>Section des armatures du voile périphérique.</i>	167
VI.9	<i>Tableau du ferraillage du voile périphérique</i>	172
VI.10	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	172
VI.11	<i>Vérification des contraintes dans l'acier</i>	173

RESUME DES FIGURES

Numéro de figure	Titre de figure	page
I.1	<i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	7
I.2	<i>Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexio)</i>	9
I.3	<i>Diagramme contraintes-déformations du béton</i>	10
I.4	<i>Diagramme contraintes-déformations de l'acier</i>	11
I.5	<i>Diagramme des déformations limites à l'ELU</i>	13
II.1	<i>Plancher a corps creux</i>	16
II.2	<i>Schéma poutrelle</i>	17
II.3	<i>Dalle sur quatre appuis</i>	18
II.4	<i>Schéma statique de la dalle sur quatre appuis</i>	19
II.5	<i>Schémas de l'acrotère</i>	20
II.6	<i>Détail d'un escalier</i>	21
II.7	<i>Vue en plan d'escalier</i>	22
II.8	<i>Coupe d'escalier</i>	22
II.9	<i>la surface afférente</i>	28
III.1	<i>Sens de disposition des poutrelles</i>	35
III.2	<i>Evaluation des efforts tranchants</i>	38
III.3	<i>schéma statique d'une poutrelle type1</i>	40
III.4	<i>Schémas des ferrillages des poutrelles des différents etages</i>	72
III.5	<i>Schéma du ferrillage de la dalle de compression</i>	73
III.6	<i>Schéma d'un balcon sur trois appuis</i>	73
III.7	<i>schéma ferrillage du balcon sur trois appuis</i>	79
III.8	<i>Schéma du ferrillage du balcon sur deux appuis</i>	86
III.9	<i>schéma de ferrillage de l'acrotère</i>	92
III.10	<i>Diagramme de l'effort tranchant et moment</i>	93
III.11	<i>Section à ferriller</i>	94
III.12	<i>Schéma de ferrillage de l'escalier</i>	97
III.13	<i>Schéma statique de la poutre palière</i>	98
III.14	<i>Section creuse équivalente</i>	99
III.15	<i>Schéma de ferrillage de la poutre palière</i>	101
IV.1	<i>Spectre de réponse</i>	107
IV.2	<i>Disposition adopté des voiles</i>	110
V.1	<i>Zone nodale</i>	119
V.2	<i>Section d'un poteau</i>	124
V.3	<i>Dispositions des armatures des poteaux</i>	127
V.4	<i>Schéma de ferrillage des poteaux (3et 2entre sol)</i>	128
V.5	<i>Schéma de ferrillage des poteaux (5et 4entre sol)</i>	128
V.6	<i>Schéma de ferrillage des poteaux (1entre sol et RDC)</i>	128
V.7	<i>Schéma de ferrillage des poteaux (1, 2, 3, 4,5 étage et terrasse)</i>	128
V.8	<i>Dispositions constructives</i>	130
V.9	<i>schémas du ferrillage d'une poutre principale du sous sol et parking</i>	135
V.10	<i>Schéma de ferrillage des poutres principales(5entresol et pkng)</i>	136
V.11	<i>Schéma de ferrillage des poutres secondaires(5entresol et pkng)</i>	136
V.12	<i>Schéma de ferrillage des poutres principales(courant)</i>	137

V.13	Schéma de ferrailage des poutres secondaires (courant)	137
V.14	<i>Schéma de ferrailage des poutres principales (terrasse)</i>	138
V.15	Schéma de ferrailage des poutres secondaires (terrasse)	138
V.16	La zone nodale	138
V.17	<i>Schéma d'un voile pleine</i>	142
V.18	Schéma de ferrailage de voile au niveau RDC	147
VI.1	<i>Schéma d'une semelle isolée</i>	150
VI.2	<i>Schéma d'une semelle filante</i>	150
VI.3	<i>Schéma du poinçonnement</i>	153
VI.4	<i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis</i>	155
VI.5	<i>Schémas du ferrailage du radier</i>	159
VI.6	<i>Répartition des contraintes sur le débord</i>	160
VI.7	<i>Chargement équivalent à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée</i>	161
VI.8	<i>Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée</i>	161
VI.9	<i>Diagramme des efforts tranchants revenant à la nervure la plus sollicitée</i>	161
VI.10	<i>Chargement équivalent à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée</i>	162
VI.11	<i>diagramme des moments à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée</i>	162
VI.12	<i>Dispositions constructives des armatures dans la nervure</i>	164
VI.13	Schéma de ferrailage de nervure	164
VI.14	répartition des contraintes sur le voile	166
VI.15	Schéma de ferrailage du voile périphérique	168
VI.16	Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	170
VI.17	Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	170
VI.18	Le panneau le plus sollicite	171
VI.19	Schéma de ferrailage du mur de soutènement	173

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction

Générale

INTRODUCTION GENERALE

Les tremblements de terre sont des phénomènes irréversibles qui provoquent des catastrophes naturelles parmi les plus imprévisibles et inévitables, auxquels sont soumis les populations et les biens. Ils prélèvent chaque année leur lût de victimes et font régresser économiquement les régions touchées.

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence du séisme, donc de l'aléa sismique et, d'autre part de la vulnérabilité des constructions existantes.

Ces tremblements de terre se sont toujours produits, il se produira d'autre à l'avenir.

Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leur dommages par des mesures de prévention. Dans la majorité des cas, l'ampleur des dommages est imputable à des choix conceptuels inadéquats à tous les niveaux ou à une négligence dans la réalisation et son contrôle.

Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, telles qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception en général. Enfin, d'une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art.

La prévention du risque sismique doit constituer une préoccupation à tous les stades d'un projet de réalisation. C'est dans cette optique que notre projet est conçu.

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (BART), porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+5+5 entre-sol), Il regroupe à la fois commerces, et logements d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a prè dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99addenda2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel *SAP2000*. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

Chapitre I:

Généralité

I. 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, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'une construction (R+6 + 5 Entre Sols + le cinquième en duplex) mono -fonctionnelle qui regroupe des logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du *RPA99 addenda 2003* (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Bejaia (1 km de campus targa ouzmour), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon *le RPA 99 addenda 2003*. Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation, et la présence d'un mur de soutènement qui dépasse les 10m de hauteur.

Ce mur est prévu pour tenir compte les poussés des terres, le terrain d'assise des fondations étant en gradins, ceci nous a conduit à avoir deux niveaux de fondations différentes.

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Largeur en plan $L_y = 16.20\text{m}$
- Longueur en plan $L_x = 29.53\text{m}$
- La hauteur totale $H_t = 36.23\text{m}$
- La hauteur des entres sols $h_{es} = 15.30\text{m}$
- La hauteur de RDC $h_{RDC} = 2.89\text{m}$
- La hauteur d'étage courant $h_{ec} = 2.89\text{m}$

Selon le *RPA99 addenda 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.

III. 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 .

IV. 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.

IV.1 États limites ultimes (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime la résistance des matériaux et des aciers sont atteints. 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).

IV.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).

V. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

V.1. Les actions

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

V.3. 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'E L S

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul

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

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

VI. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

VI.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.

VI.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, mortier ou coulis, 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.

VI.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 estimé 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.

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

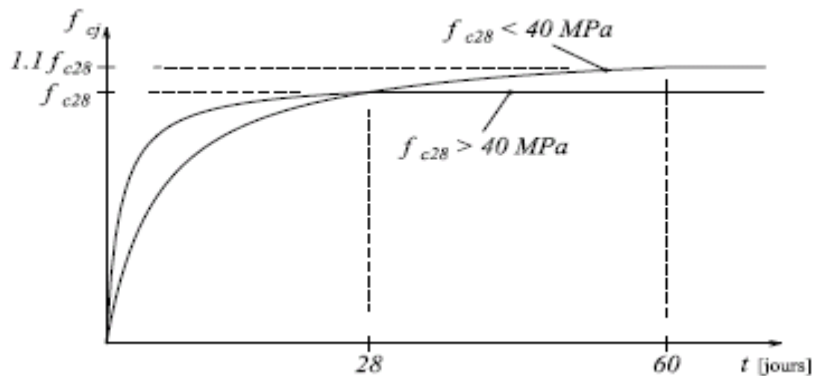


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

▪ **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 instantané 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).

VI.1.3 Les contraintes limites du béton

- **La contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{Pour une situations courante.} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est > 24h.

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

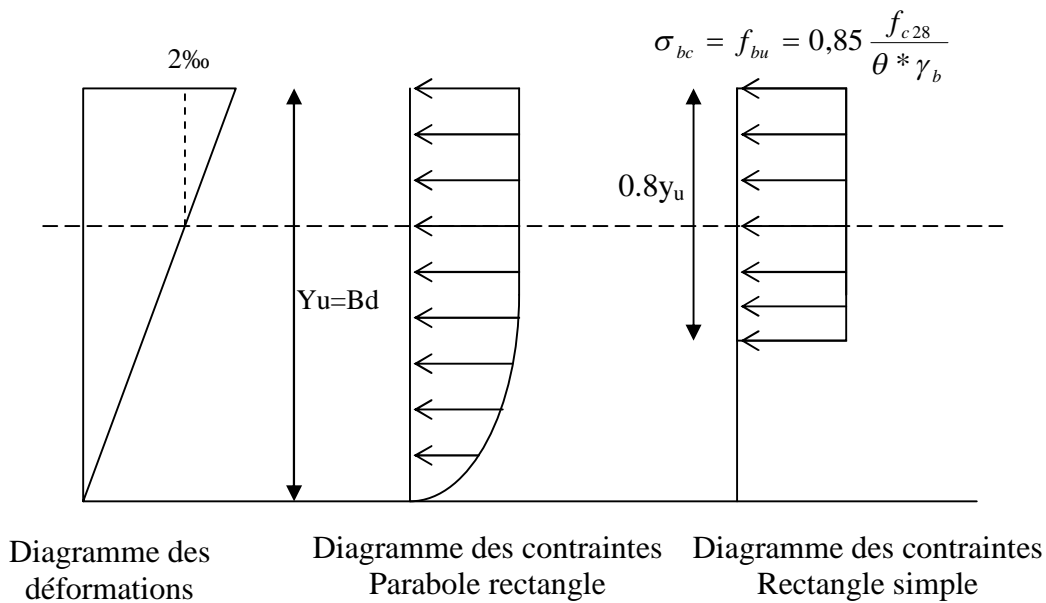


Figure I.2 : *Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)*

- **La contrainte de compression à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Ce qui donne :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

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

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

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

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

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

- **Diagramme contrainte déformation**

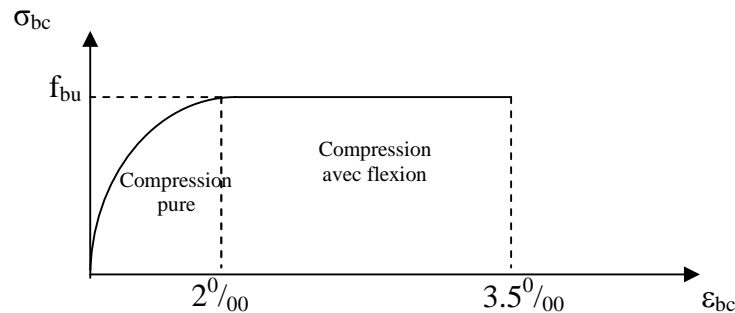


Figure I. 3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

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

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

VI.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

VII.1.1 Principales armatures utilisés

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

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

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 :

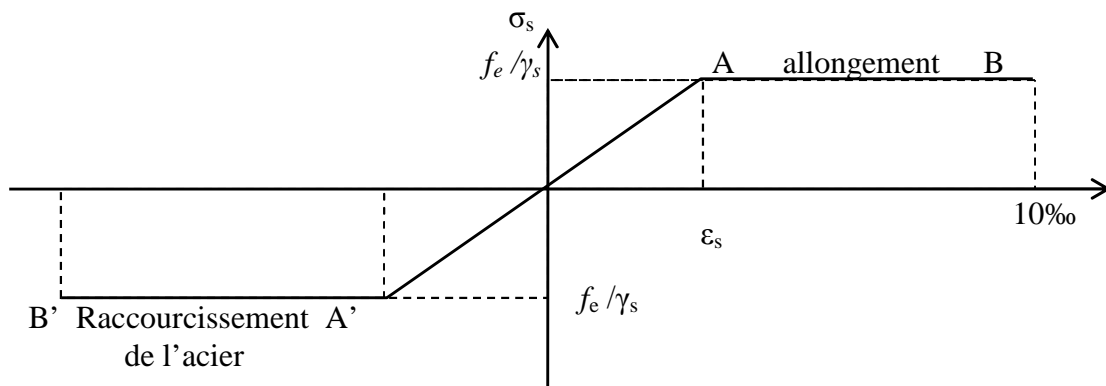


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

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

η : Coefficient de fissuration.

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

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

VII. 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 :

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

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

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 :

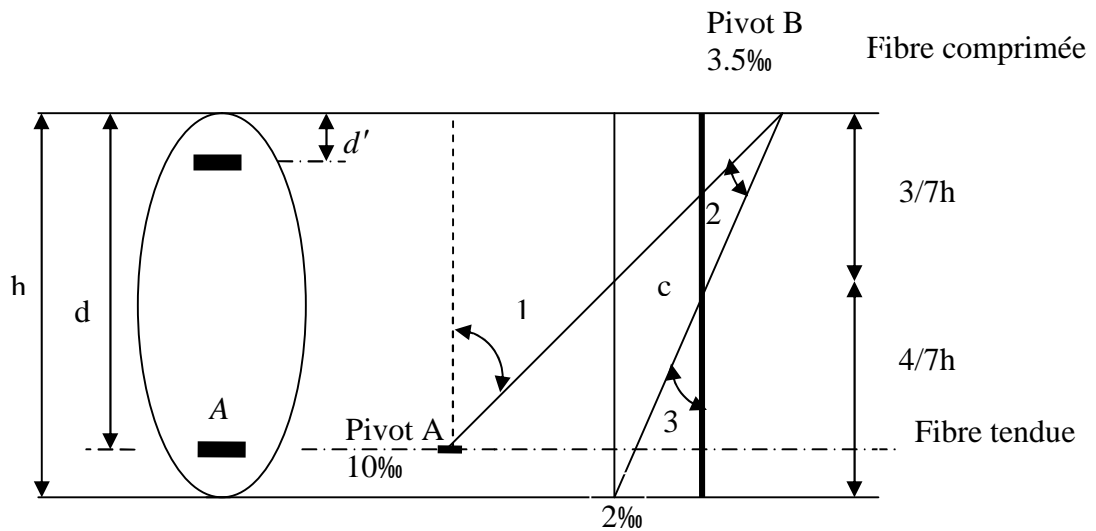


Fig.I.5. Diagramme des déformations limites (ELU)

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 $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$.
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

VIII. 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.

Chapitre II: Pré Dimensionnement des Eléments

I. INTRODUCTION

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

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements *BAEL91, RPA99 addenda 2003 et le CBA93*.

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

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

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

II.1. Les planchers

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

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; dalle pleine pour les portes à faux et le quatrième entre sol qui sensé être un parking.

II.1.1 Plancher corps creux

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

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

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

L= 400 cm

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20\text{cm}$, 16cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.

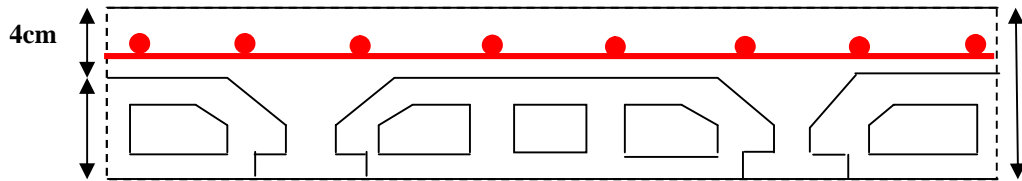


Figure II.1 : Plancher à corps creux

▪ Evaluation des charges des planchers terrasse accessible et étage courant

Plancher terrasse accessible

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Forme de pente (15%)	10	22	2.2
05	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
06	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
07	Enduit en ciment	2	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.57
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau II.1 : Evaluation des charge du plancher terrasse accessible

Plancher étage courant

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.35
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant

Les poutrelles

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

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

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

Pré dimensionnement

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20\text{cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)\text{cm}$$

On opte pour : **$b_0=10\text{ cm}$**

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

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

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

$$L_x = 55\text{ cm}$$

$$L_y = 400\text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{400}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

On opte pour : **$b=65\text{ cm}$** .

II.1.2. Plancher dalle pleine

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

a. Résistance au feu

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.

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

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

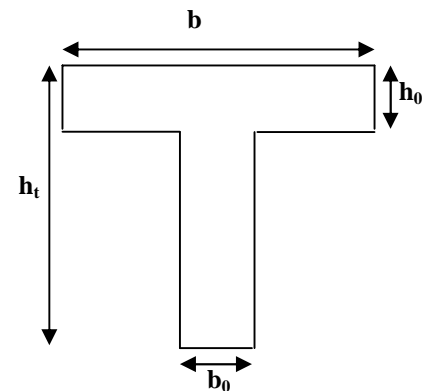


Figure II.2 : Schéma poutrelle

b. 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.

c. Résistance a la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

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

Dalle reposant sur quatre appuis

$L_y = 400$ cm.

On aura donc : $\frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 2.8 \leq e \leq 3.5$

Donc : On prend $e = 12$ cm

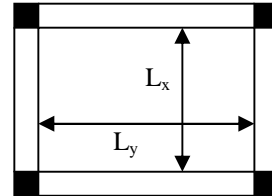


Figure II.3 : Dalle sur quatre appuis

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

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

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

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

Dans notre cas : $L_{max} = 400$ cm, avec :

Nous avons : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{400} = 0.35$, donc la flèche au centre se calcul de la façon suivante :

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

$e = 14 \text{ cm}$

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

Surcharge d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$q = G + Q = 500 \text{ kg/ml}$

Le calcul RDM nous donne

$$f_{\max} = \frac{5ql_x^4}{384EI} \quad , \quad \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000}$$

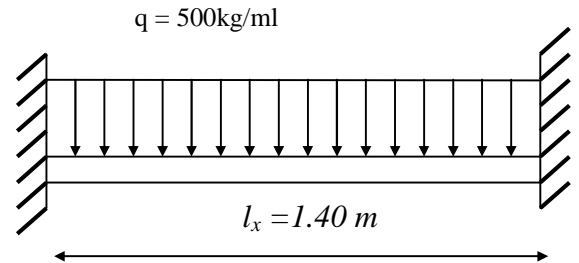


Figure II.4 : Schéma statique de la dalle sur quatre appuis

$(1 - 0,1\alpha) = 0,965.$

$I = \frac{be^3}{12}$

$$\Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot l_x^4 (1 - 0,1\alpha)}{384bEI_{\max}}} \Rightarrow e \geq 1.25 \text{ cm}$$

$E = 11000 \cdot 3\sqrt{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$

On prend : $e = 7 \text{ cm}.$

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

$e \geq \text{Max} (12 \text{ cm}, 14 \text{ cm}, 7 \text{ cm}) = 14\text{cm}$

L'épaisseur choisie ($e=14\text{cm}$) vérifie bien la condition édictée

II.2. Les Balcons

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

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	14	25	3.50
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
Charge permanente totale				G = 5.1
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

Tableau II.3 : Evaluation des charges du balcon

II.3. Les murs extérieurs

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

▪ Evaluations des charges

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.35
03.	Lame d'air	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale				G = 2.95

Tableau II.4: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

II.4. 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.

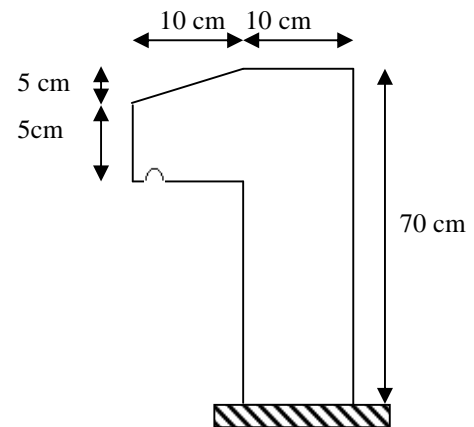


Figure II. 5 : Schémas de l'acrotère

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

▪ Charge vertical

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
70	10	0.078	1.95	0.16	2.11

Tableau II. 5 : Charge permanente revenant à l'acrotère

La charge totale estimée est : $G = 2,11 \text{ KN/ml}$.

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 (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,11 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,11 \Rightarrow F_p = 1,0128 \text{ KN}$$

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.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.

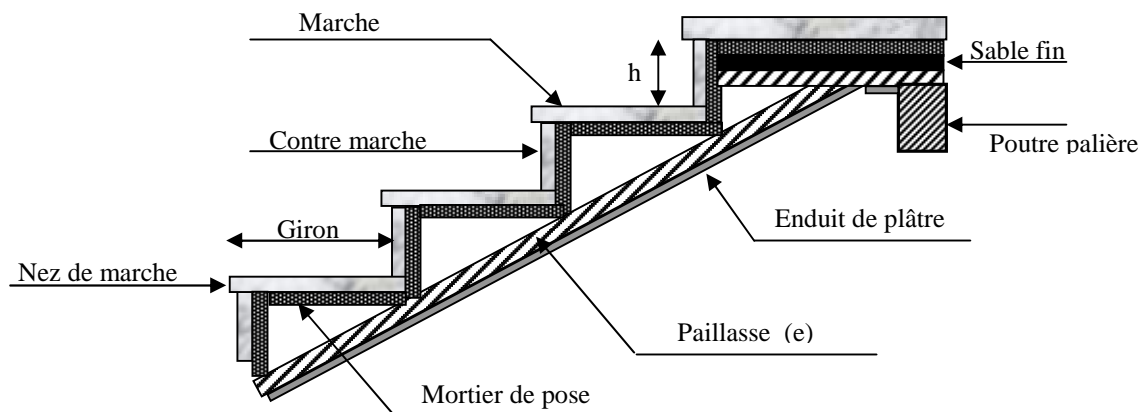


Figure II.6 : Détail d'un escalier

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 66$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \dots\dots(01)$$

n : nombre de contre marche.
 H : hauteur de la volée.
 L : longueur de la volée.
 g: le giron

Soit : $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2-(64+2H+L)n+2H=0$.

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis un seule type d'escalier : escalier a deux volées et d'un palier intermédiaire

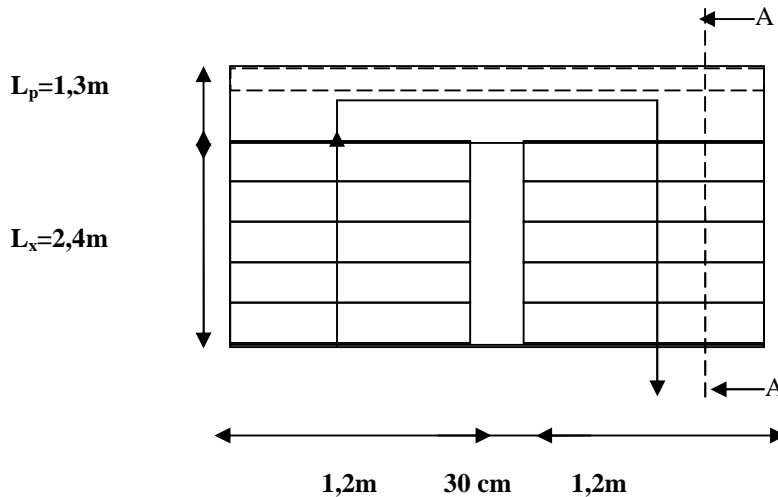
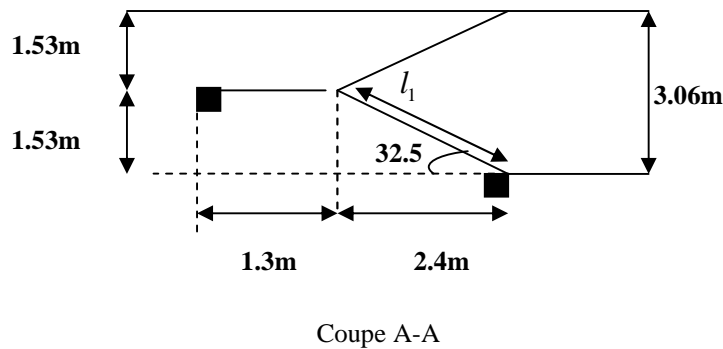


Figure .II. 7: Vue en plan d'escalier.



Coupe A-A

Figure. II.8: Coupe d'escalier entres sol, RDC et étages courants.

$$H = 1.53m.$$

$$L = 2,4m.$$

$$\alpha_1 = 32.5^\circ$$

$$l_1 = \frac{1.53}{\sin 32.5} \Rightarrow l_1 = 2.84m$$

De ces données on obtient l'équation : $64n^2 - 590n + 286 = 0$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 8.

D'où :

$$h_1 = \frac{H}{n} = 17cm$$

$$g_1 = \frac{L}{n-1} = 30cm$$

On dimension la pailasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{l_1}{30} \leq e_1 \leq \frac{l_1}{20}$$

Ce qui donne $9.46cm \leq e_1 \leq 14.20cm$ pour notre cas.

On opte pour : **e=14cm**

▪ Épaisseur du palier de repos

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

$$1^{ere} \text{ condition de résistance : } e \geq \frac{L}{20}$$

Avec L : longueur de la console L= 130cm

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 6.5cm.$$

2^{eme} condition de coupe-feu : $e \geq 11cm$ pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur de palier de repos : **e=14cm**

▪ **Evaluation des charges sur la volée**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	14/(cos α)	25	4.15
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17 \times (1/2)	22	1.87
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 8.22
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les volées escalier sous sol.

▪ **Evaluation des charges sur le palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 5.10
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

Tableau II.7: Evaluation des charges sur le palier

III. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

III.1 Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
4 ^{ème} et 1 ^{ère} Entre Sol	2.86	0.143
Etage courant et RDC	2.69	0.1345

Tableau II.8 : pré dimensionnement des voiles

On opte pour une épaisseur de **20cm** pour tous les niveaux. Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

III.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

III.2.1 Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA 93 suivante :

$$\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{12}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.92 \text{ m}$)

$$\text{D'où : } \frac{492}{16} \leq h_t \leq \frac{492}{12}$$

Donc : $30.75 \leq h_t \leq 41$

Soit $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 35\text{cm.} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h / b = 40 / 35 = 1.142 & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

III.2.2 Les poutres secondaires (P.S)

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche du *CBA93*.

$$L = L_{\max} = 4.75 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \frac{475}{16} \leq h_t \leq \frac{475}{12}$$

$$\text{Donc : } 29.68 \leq h_t \leq 39.58 \quad \text{soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 25\text{cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 30\text{cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h / b = 30 / 25 = 1.2 & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{b = 30\text{cm}}$$

III.3. Les poteaux

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple selon l'article (b8.4.1) du CBA tout en vérifiant les exigences du RPA à savoir :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, la section du poteau est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_b}$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Dans un premier temps on pré dimensionne selon les exigences du (R P A 99).

Pour un poteau en Zone IIa on a forfaitairement :

$$b_1 = 55\text{cm}$$

$$h_1 = 55\text{cm}$$

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (F.2)

▪ La descente de charge

On fixe les sections des poteaux comme suit :

$$5^{\text{ème}} \text{ et } 4^{\text{ème}} \text{ entre sol : } 55 \times 55\text{cm}^2$$

$$3^{\text{ème}}, 2^{\text{ème}} \text{ et } 1^{\text{ère}} \text{ entre sol : } 50 \times 50\text{cm}^2$$

$$\text{RDC, } 1^{\text{ère}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages : } 45 \times 45\text{cm}^2$$

$$3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}}, 5^{\text{ème}} \text{ et } 6^{\text{ème}} \text{ étage : } 40 \times 40\text{cm}^2$$

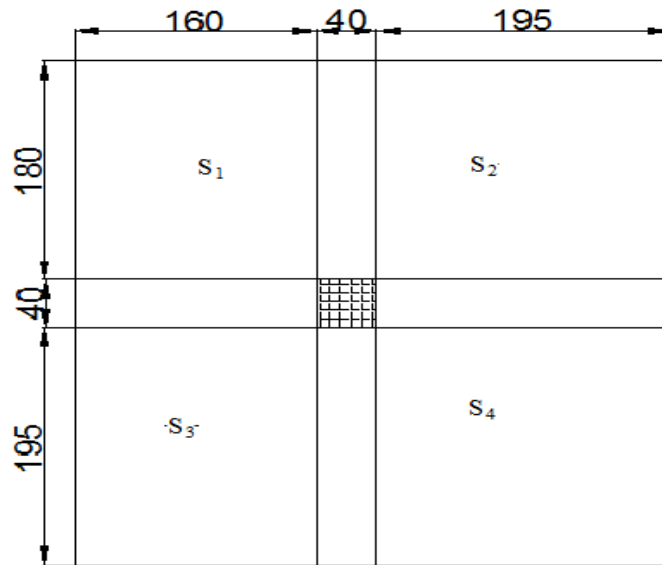


Figure. II.9. la surface afférente

Les surfaces afférentes pour la charge permanente

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

$$S_{\text{planchers}} = 13.31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutres}} = 2.92 \text{ m}^2.$$

Les charges et surcharges

Plancher terrasse :

$$G = 13.31 \times 6.57 = 87.44 \text{ KN}$$

$$Q = 13.31 \times 1.5 = 19.96 \text{ KN}$$

Planchers étages courants :

$$G = 13.31 \times 5.35 = 71.20 \text{ KN}$$

$$Q = 13.31 \times 1.5 = 19.96 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.75 = 13.125 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.25 \times 3.55 = 6.65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 19.78 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

$$55 \times 55 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 19.66 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le parking}$$

$$55 \times 55 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 24.42 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 4}^{\text{ème}} \text{ entre sol}$$

$$50 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.50 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 3}^{\text{ème}}, 2^{\text{ème}} \text{ et } 1^{\text{ère}} \text{ entre sol}$$

$$45 \times 45 \text{cm}^2 \rightarrow G = 14.17 \text{KN} \rightarrow \text{Pour le RDC, 1}^{\text{ère}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages}$$

$$40 \times 40 \text{cm}^2 \rightarrow G = 11.20 \text{KN} \rightarrow \text{Pour le } 3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}}, 5^{\text{ème}} \text{ et } 6^{\text{ème}} \text{ étage}$$

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 va 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 :

$$Q_0$$

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

$$N_1 : Q_0 = 19.96 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 19.96 + 19.96 = 39.92 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 19.96 = 50.88 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 19.96 = 66.85 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 19.96 = 80.82 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 19.96 = 92.8 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 19.96 = 102.78 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 19.96 = 112.76 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 19.96 = 122.74 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 19.96 = 132.72 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 19.96 = 142.70 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_{10} + 0.5 \times 19.96 = 152.68 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (F.6)) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse Poutres+ Poteaux Total	87.44 19.78+11.20 118.42	19.96
N2	Venant de N1 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	118.42 71.20 19.78+11.20 220.6	32.92
N3	Venant de N2 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux ² Total	220.6 71.20 19.78+11.20 322.78	50.88
N4	Venant de N3 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	322.78 71.20 19.78+11.20 424.76	66.85
N5	Venant de N4 Plancher corps creux Poutres Total	424.76 71.20 19.78+14.17 530.11	80.82
N6	Venant de N5 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	530.11 71.20 19.78+14.17 564.06	98.8
N7	Venant de N6 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	564.06 71.20 19.78+14.17 669.21	102.78
N8	Venant de N7 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	669.21 71.20 19.78+17.50 777.69	112.76
N9	Venant de N8 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	777.69 71.20 19.78+17.50 886.17	122.74
N10	Venant de N9 Plancher corps creux Poutres+ Poteaux Total	886.17 71.20 19.78+17.50 994.65	132.72
N11	Venant de N10 Plancher dalle pleine Poutres+ Poteaux Total	994.65 71.20 19.78+24.42	
N12	Venant de N11 Plancher de corps creux Poutres+poteaux Total	1110.05 71.20 19.78+24.42 1225.45	152.68

Tableau. II.9 : Descente de charge sur le poteau (F.2)

Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1225.45 + 1.5 \times 152.68 = 1883.37 \text{ KN}$$

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

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

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 1883.37 = 2071.71 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{2071.71 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.138 \text{ m}^2$$

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

$$B = 0.302 \geq 0.138 \text{ m}^2 . \text{ Condition vérifiée.}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (F.6) :

Niveaux	Nu	Sections	Condition B > B calculé		observation
			B	B calculé	
5 ^{eme} entre sol	2071.71	55×55	0.250	0.145	vérifiée
4 ^{eme} entre sol	1883.84	55×55	0.250	0.132	vérifiée
3 ^{eme} entre sol	1696.04	50×50	0.250	0.119	vérifiée
2 ^{eme} entre sol	1518.48	50×50	0.250	0.106	vérifiée
1 ^{er} entre sol	1340.92	50×50	0.250	0.09	vérifiée
RDC	1163.36	45×45	0.202	0.08	vérifiée
1 ^{er} étage	1000.64	45×45	0.202	0.007	vérifiée
2 ^{eme} étages	920.56	45×45	0.202	0.06	vérifiée
3 ^{eme} étages	741.07	40×40	0.160	0.052	vérifiée
4 ^{eme} étages	572.19	40×40	0.160	0.04	vérifiée
5 ^{eme} étages	381.90	40×40	0.160	0.026	Vérifiée
6 ^{eme} étages	208.78	40×40	0.160	0.014	Vérifiée

Tableau. II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.

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'élanement 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'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification du poteau 4^{eme} entre sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.005 = 2.103m.$$

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

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{2.103}{0.159} = 13.22 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.22}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2385.64 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.132 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2.5) \times (55 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.275 m^2$$

$$0.275 > 0.132$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (F.6) à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calculé		observation
			Br	Br calculé	
5 ^{eme} entre sol	2071.71	55×55	0.275	0.114	vérifiée
4 ^{eme} entre sol	1883.84	55×55	0.275	0.104	vérifiée
3 ^{eme} entre sol	1696.04	50×50	0.225	0.094	vérifiée
2 ^{eme} entre sol	1518.48	50×50	0.225	0.084	vérifiée
1 ^{er} entre sol	1340.92	50×50	0.225	0.074	vérifiée
RDC	1163.36	45×45	0.181	0.064	vérifiée
1 ^{er} étage	1000.64	45×45	0.181	0.055	vérifiée
2 ^{eme} étages	920.56	45×45	0.181	0.051	vérifiée
3 ^{eme} étages	741.07	40×40	0.141	0.041	vérifiée
4 ^{eme} étages	572.19	40×40	0.141	0.031	vérifiée
5 ^{eme} étages	381.90	40×40	0.141	0.021	Vérifiée
6 ^{eme} étages	208.78	40×40	0.141	0.011	Vérifiée

Tableau. II.11 : Vérification au flambement des poteaux.

IV. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données *RPA99 addenda 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 14cm pour les planchers, 14cm pour les balcons et volées d'escaliers et à 12cm pour les palier de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (35×30)cm pour les principales et (30×25)cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudié a la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se referant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (F.2). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

5^{ème} entre sol et 4^{ème} entre sol : $55 \times 55 \text{cm}^2$

3^{ème}, 2^{ème} et 1^{ère} entre sol : $50 \times 50 \text{cm}^2$

RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étages : $45 \times 45 \text{cm}^2$

3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} et terrasse : $40 \times 40 \text{cm}^2$

Chapitre III:
Etude des Eléments
Secondaires

I. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

II. ETUDES DES PLANCHERS

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines

II.1. Planchers corps creux

II.1.1. Les poutrelles

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

- a. **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- b. **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

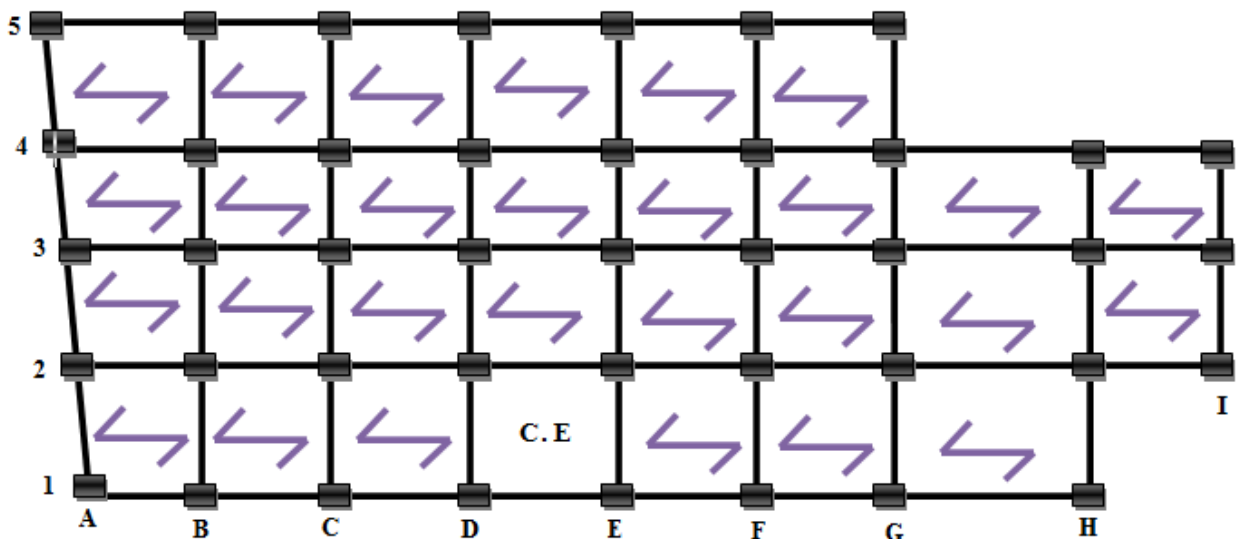


Figure III.1 : Sens de disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

II.1.1.1. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5)KN / m^2$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ Moment sur appuis

a. Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou 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.

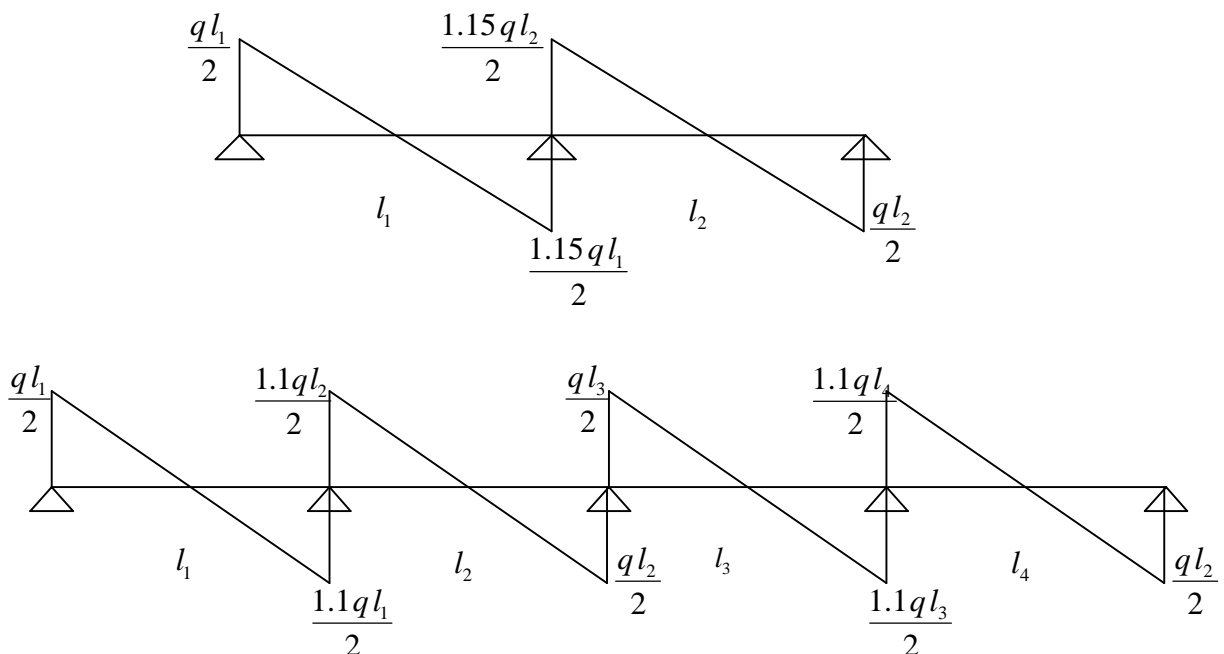


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

▪ Moment sur appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

▪ Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

II.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	6.57	1.5	11.11	7.22	8.07	5.24
Étages courants	5.35	1.5	9.47	6.15	6.85	4.45

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

II .1.1.3. Calcul des sollicitations

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitation dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot .

Poutrelles de type 1 du plancher terrasse accessible

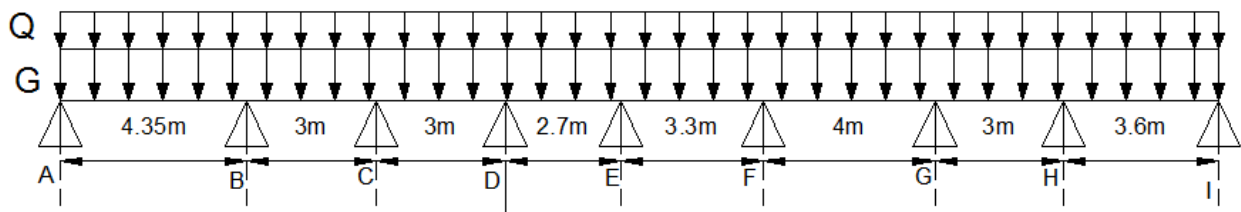


Figure III.3 : schéma statique d'une poutrelle type1

Choix de la méthode de calcul

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc

on utilise la méthode de Caquot

▪ Moment en appuis

Calcul des longueurs fictives

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.35m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3 = 2.4m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3 = 2.4m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 2.7 = 2.16m$$

$$L'_{EF} = 0.8 \times L_{EF} \Rightarrow L'_{EF} = 0.8 \times 3.3 = 2.64m$$

$$L'_{FG} = 0.8 \times L_{FG} \Rightarrow L'_{FG} = 0.8 \times 4 = 3.2m$$

$$L'_{GH} = 0.8 \times L_{GH} \Rightarrow L'_{GH} = 0.8 \times 3 = 2.4m$$

$$L'_{HI} = L_{HI} \Rightarrow L'_{HI} = 3.6m$$

Calcul des moments aux appuis

A l'ELU

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_I = 0.$$

$$M_B = \frac{7.22 \times (4.35^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.35 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -12.12 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{7.22 \times (2.4^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.4)} \Rightarrow M_C = -3.13 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{7.22 \times (2.4^3 + 2.16^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.16)} \Rightarrow M_D = -2.85 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{7.22 \times (2.16^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.16 + 2.64)} \Rightarrow M_E = -3.22 \text{ kn.m}$$

$$M_F = \frac{7.22 \times (2.64^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.2)} \Rightarrow M_F = -4.76 \text{ kn.m}$$

$$M_G = \frac{7.22 \times (3.2^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.4)} \Rightarrow M_G = -4.52 \text{ knm}$$

$$M_H = \frac{7.22 \times (2.4^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (2.4 + 3.6)} \Rightarrow M_H = -8.27 \text{ knm}$$

A l'ELS

$$M_A = M_I = 0.$$

$$M_B = \frac{5.24 \times (4.35^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.35 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -8.79 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{5.24 \times (2.4^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.4)} \Rightarrow M_C = -2.27 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{5.24 \times (2.4^3 + 2.16^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.16)} \Rightarrow M_D = -2.07 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{5.24 \times (2.16^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.16 + 2.64)} \Rightarrow M_E = -2.34 \text{ kn.m}$$

$$M_F = \frac{5.24 \times (2.64^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.2)} \Rightarrow M_F = -3.46 \text{ kn.m}$$

$$M_G = \frac{24 \times (3.2^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.4)} \Rightarrow M_G = -3.28 \text{ knm}$$

$$M_H = \frac{5.24 \times (2.4^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (2.4 + 3.6)} \Rightarrow M_H = -6.008 \text{ knm}$$

▪ Moments aux travées

Travée AB

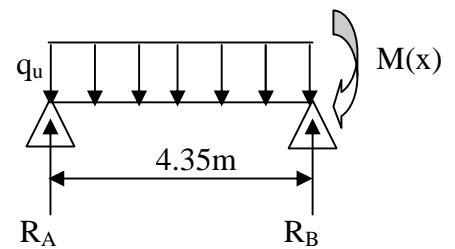
A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 7.22 \times 4.35 = 31.40 \text{ K}l$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.35 R_A - 7.22 \times \frac{4.35^2}{2} - 8.79 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = -12.93 \text{ KN} \\ R_B = 18.50 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 7.22 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 7.22 \frac{x^2}{2}$$

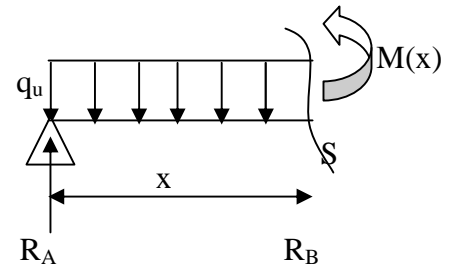
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 7.22x$$

$$V(x=0) = 12.93 \text{ KN}$$

$$V(x=3) = -18.50 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{12.92}{7.22} = 1.78 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.78) = 11.57 \text{ KN.m}$$



A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_s \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 5.24 \times 4.35 = 22.79 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.35 R_A - 5.24 \times \frac{4.35^2}{2} - 8.78 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = -9.37 \text{ N} \\ R_B = 13.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 5.24 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 5.24 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 5.24x$$

$$V(x=0) = 9.37 \text{ KN}$$

$$V(x=4.35) = -13.41 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{9.37}{5.24} = 1.78$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.78) = 8.39 \text{ KN.m}$$

Travée BC

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 7.22 \times 2.4 = 17.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.4R_B - 7.22 \times \frac{2.4^2}{2} - 12.12 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 12.37 \text{ KN} \\ R_C = 4.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 12.37x + 7.22 \frac{x^2}{2} - 8.89 = 0$$

$$M(x) = 12.37x - 7.22 \frac{x^2}{2} + 8.89$$

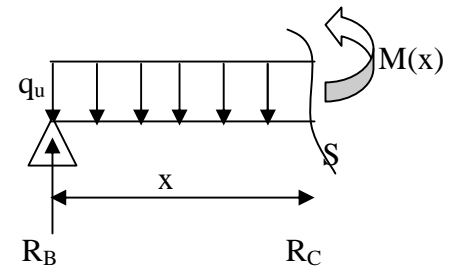
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 12.37 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 12.37 \text{ KN}$$

$$V(x=2.4) = 4.95 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{12.37}{7.22} = 1.71$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.71) = -1.45 \text{ KN.m}$$



A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 5.24 \times 2.4 = 12.57 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.4R_B - 5.24 \times \frac{2.4^2}{2} + 3.13 - 12.2 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 10.06 \text{ KN} \\ R_C = 2.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 2.27x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 8.79 = 0$$

$$M(x) = 8.79x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 2.27$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 8.79 - 5.24x$$

$$V(x=0) = -8.79 \text{ KN}$$

$$V(x=3) = 2.27 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.79}{5.24} = 1.71$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.71) = -1.056 \text{ KN.m}$$

Travée CD**A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_c + R_D = p_U \times L_{CD} \Rightarrow R_c + R_D = 7.22 \times 2.4 = 17.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.4R_B - 7.22 \times \frac{2.4^2}{2} - 0.28 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_c = 8.79 \text{ KN} \\ R_D = -8.55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 8.79x + 7.22 \frac{x^2}{2} - 0.28 = 0$$

$$M(x) = 8.79x - 7.22 \frac{x^2}{2} + 0.28$$

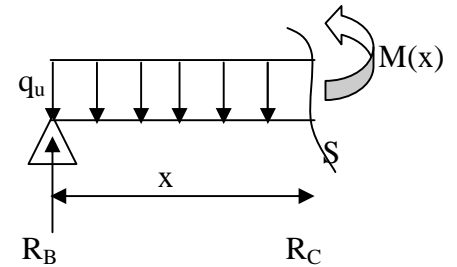
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 8.79 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 8.79 \text{ KN}$$

$$V(x=2.4) = -8.55 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.79}{7.22} = 1.21$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.71) = 2.21 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_c + R_D = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_c + R_D = 5.24 \times 2.4 = 12.57 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.4R_c - 5.24 \times \frac{2.4^2}{2} - 0.28 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_c = 6.4 \text{ KN} \\ R_D = 6.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 6.4x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 0.28 = 0$$

$$M(x) = 6.4x - 5.24 \frac{x^2}{2} + 0.28$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 6.4 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 6.4 \text{ KN}$$

$$V(x=3) = -6.17 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.4}{5.24} = 1.21$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.71) = -1.6 \text{ KN.m}$$

Travée DE

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_D + R_E = p_U \times L_{DE} \Rightarrow R_D + R_E = 7.22 \times 2.16 = 15.59 \text{ KN}$$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow 2.16R_D - 7.22 \times \frac{2.16^2}{2} + 3.22 - 2.85 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_D = 7.62 \text{ KN} \\ R_E = 7.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 7.62x + 7.22 \frac{x^2}{2} + 0.37 = 0$$

$$M(x) = 7.62x - 7.22 \frac{x^2}{2} - 0.37$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 7.62 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 7.62 \text{ KN}$$

$$V(x=2.16) = -7.97 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{7.62}{7.22} = 1.05$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x=1.05) = 1.17 \text{ KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_D + R_E = p_S \times L_{DE} \Rightarrow R_D + R_E = 5.24 \times 2.16 = 11.31 \text{KN}$$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow 2.16R_D - 5.24 \times \frac{2.16^2}{2} + 3.22 - 2.85 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_D = 5.48 \text{KN} \\ R_E = 5.83 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 5.48x + 5.24 \frac{x^2}{2} + 0.37 = 0$$

$$M(x) = 5.48x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 0.37$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 5.48 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 5.48 \text{KN}$$

$$V(x=2.16) = -5.83 \text{KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{5.48}{5.24} = 1.05$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x=1.05) = 0.85 \text{KN.m}$$

Travée EF

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_E + R_F = p_U \times L_{EF} \Rightarrow R_E + R_F = 7.22 \times 2.64 = 19.06 \text{KN}$$

$$\sum M/F = 0 \Rightarrow 2.64R_E - 7.22 \times \frac{2.64^2}{2} + 4.76 - 3.22 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_E = 8.94 \text{KN} \\ R_F = 10.11 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 8.94x + 7.22 \frac{x^2}{2} + 1.54 = 0$$

$$M(x) = 8.94x - 7.22 \frac{x^2}{2} - 1.54$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 8.94 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 8.94 \text{KN}$$

$$V(x=2.64) = -10.12 \text{KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.94}{7.22} = 1.23$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x=1.23) = 2.32 \text{KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_E + R_F = p_S \times L_{EF} \Rightarrow R_E + R_F = 5.24 \times 2.64 = 13.83 \text{ KN}$$

$$\sum M/F = 0 \Rightarrow 2.64R_E - 5.24 \times \frac{2.64^2}{2} + 1.12 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_E = 6.49 \text{ KN} \\ R_F = 7.33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 6.49x + 5.24 \frac{x^2}{2} + 1.12 = 0$$

$$M(x) = 6.49x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 1.12$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 6.49 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 6.49 \text{ KN}$$

$$V(x=2.64) = -7.34 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.49}{5.24} = 1.23$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x=1.23) = 1.68 \text{ KN.m}$$

Travée FG

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_F + R_G = p_U \times L_{FG} \Rightarrow R_F + R_G = 7.22 \times 3.2 = 23.10 \text{ KN}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow 3.2R_F - 7.22 \times \frac{3.2^2}{2} - 0.24 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_F = 11.62 \text{ KN} \\ R_G = 11.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 11.62x + 7.22 \frac{x^2}{2} - 0.24 = 0$$

$$M(x) = 11.62x - 7.22 \frac{x^2}{2} - 0.24$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 11.62 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 11.62 \text{ KN}$$

$$V(x=3.2) = -11.48 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{11.62}{7.22} = 1.60$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=1.6) = 4.60 \text{ KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_F + R_G = p_S \times L_{FG} \Rightarrow R_F + R_G = 5.24 \times 3.2 = 16.76 \text{ KN}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow 3.2R_F - 5.24 \times \frac{3.2^2}{2} - 0.2 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_F = 8.44 \text{ KN} \\ R_G = 8.31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 8.44x + 5.24 \frac{x^2}{2} + 0.2 = 0$$

$$M(x) = 8.44x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 0.2$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 8.44 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 8.44 \text{ KN}$$

$$V(x=3.2) = -8.32 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.44}{5.24} = 1.61$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=1.61) = 3.34 \text{ KN.m}$$

Travée GH**A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_G + R_H = p_U \times L_{GH} \Rightarrow R_G + R_H = 7.22 \times 2.4 = 17.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/H = 0 \Rightarrow 2.4R_G - 7.22 \times \frac{2.4^2}{2} + 3.75 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_G = 6.98 \text{ KN} \\ R_H = 10.33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 6.98x + 7.22 \frac{x^2}{2} + 3.75 = 0$$

$$M(x) = 6.98x - 7.22 \frac{x^2}{2} - 3.75$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 6.98 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 6.98 \text{ KN}$$

$$V(x=2.4) = -10.34 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.98}{7.22} = 0.96$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=0.96) = -1.03 \text{ KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_G + R_H = p_s \times L_{GH} \Rightarrow R_G + R_H = 5.24 \times 2.4 = 12.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/H = 0 \Rightarrow 2.4R_F - 5.24 \times \frac{2.4^2}{2} + 2.8 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_G = 5.12 \text{ KN} \\ R_H = 7.40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 5.12x + 5.24 \frac{x^2}{2} + 2.8 = 0$$

$$M(x) = 5.12x - 5.24 \frac{x^2}{2} - 0.2.8$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 5.12 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 5.12 \text{ KN}$$

$$V(x=2.4) = -7.45 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{5.12}{5.24} = 0.97$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=0.97) = -0.74 \text{ KN.m}$$

Travée HI

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_H + R_I = p_U \times L_{HI} \Rightarrow R_H + R_I = 7.22 \times 3.6 = 25.99 \text{ KN}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow 3.6R_H - 7.22 \times \frac{3.6^2}{2} - 8.27 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_H = 15.29 \text{ KN} \\ R_I = 10.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / S = 0 \Rightarrow M(x) - 15.29x + 7.22 \frac{x^2}{2} - 8.27 = 0$$

$$M(x) = 15.29x - 7.22 \frac{x^2}{2} + 8.27$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 15.29 - 7.22x$$

$$V(x=0) = 15.29 \text{ KN}$$

$$V(x=3.6) = -10.70 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{15.29}{7.22} = 2.11$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=2.11) = 7.93 \text{ KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_H + R_I = p_S \times L_{HI} \Rightarrow R_H + R_I = 5.24 \times 3.6 = 18.86 \text{ KN}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow 3.6R_H - 5.24 \times \frac{3.6^2}{2} - 6.00 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_H = 11.09 \text{ KN} \\ R_I = 7.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / S = 0 \Rightarrow M(x) - 11.09x + 5.24 \frac{x^2}{2} - 6.00 = 0$$

$$M(x) = 11.09x - 5.24 \frac{x^2}{2} + 6.00$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 11.09 - 5.24x$$

$$V(x=0) = 11.09 \text{ KN}$$

$$V(x=3.6) = -7.77 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{11.09}{5.24} = 2.11$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x=2.11) = 5.76 \text{ KN.m}$$

Exemple de calcul d'une poutrelles type 5 du plancher étage terrasse accessible**Choix de la méthode de calcul**

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 5

- **Calcul les Moments isostatique**

A ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{p_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{p_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 14.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{p_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 8.13 \text{ KN.m}$$

A ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{p_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{p_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{p_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 5.90 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

Appuis de rive

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

*Appuis intermédiaires***A ELU**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -8.67 \text{ KN.m}$$

A ELS

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -6.29 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.57} = 0.186$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

A ELU**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 6.76 \\ M_t^{AB} \geq 6.17 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 6.76 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 8.03 \\ M_t^{BC} \geq 7.62 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 8.03 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 4.99 \\ M_t^{CD} \geq 5.10 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 5.10 \text{ KN.m}$$

A ELS**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 4.90 \\ M_t^{AB} \geq 4.48 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 4.90 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 5.83 \\ M_t^{BC} \geq 5.53 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 5.83 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 3.60 \\ M_t^{CD} \geq 3.70 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 3.70 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants**

A L'ELU**Travée AB**

$$V_A = \frac{7.22 \times 3.3}{2} = 11.91 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 13.10 \text{KN}$$

$$\text{Travée BC } V_B = \frac{7.22 \times 4}{2} = 14.44 \text{KN}$$

$$V_C = 1.1 \times V_B = 15.88 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{7.22 \times 3}{2} = 10.83 \text{KN}$$

$$V_D = 1.1 \times V_C = 11.91 \text{KN}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 3.60 \\ M_t^{CD} \geq 3.70 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 3.70 \text{KN.m}$$

- **Les efforts tranchants**

A L'ELU**Travée AB**

$$V_A = \frac{7.22 \times 3.3}{2} = 11.91 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 13.10 \text{KN}$$

$$\text{Travée BC } V_B = \frac{7.22 \times 4}{2} = 14.44 \text{KN}$$

$$V_C = 1.1 \times V_B = 15.88 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{7.22 \times 3}{2} = 10.83 \text{KN}$$

$$V_D = 1.1 \times V_C = 11.91 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M fof faitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M ₂	M ₁		V ₂	V ₁
01	A-B	4.35	4.35	---	0.00	-12.11	11.576	12.937	-18.505
	B-C	3.00	2.40	---	-12.11	-4.89	0.027	-18.505	10.989
	C-D	3.00	2.40	---	-4.89	-4.45	3.455	10.989	-10.695
	D-E	2.70	2.16	---	-4.45	-5.045	1.839	-10.695	11.187
	E-F	3.30	2.64	---	-5.045	-7.45	3.628	11.187	14.55
	F-G	4.00	3.2	---	-7.45	-7.75	7.194	14.55	-14.362
	G-H	3.00	2.40	---	-7.75	-8.572	0.325	-14.362	15.392
	H-I	3.60	3.60	---	-8.572	0	7.816	15.392	-10.629
02	A-B	4.13	4.13	---	0	-10.974	10.412	12.269	-17.583
	B-C	3.00	2.40	---	-10.974	-4.898	0.479	-17.583	10.989
	C-D	3.00	4.75	---	-4.898	-4.457	3.455	10.989	-10.695
	D-E	2.70	2.16	---	-4.457	-5.045	1.839	-10.695	11.197
	E-F	3.30	2.64	---	-5.045	-7.45	3.628	11.197	14.55
	F-G	4.00	3.20	---	-7.45	-7.075	7.194	14.55	-14.362
	G-H	3.00	2.40	---	-7.075	-8.572	0.325	-14.362	15.392
	H-I	3.6	3.60	---	-8.572	0	7.816	15.392	-10.629
03	A-B	4.62	4.62	---	-0	-13.62	13.079	13.749	-19.645
	B-C	3.00	2.40	---	-13.62	-4.898	-0.543	-19.645	10.989
	C-D	3.00	2.40	---	-4.898	-4.457	3.455	10.989	-10.695
	D-E	2.70	2.16	---	-4.457	-5.045	1.839	-10.695	10.257
	E-F	3.30	2.64	---	-5.045	-10.553	2.233	10.257	17.094
	F-G	4.00	3.20	---	-10.553	0	9.661	17.094	-11.818
04	A-B	3.30	3.30	---	0	-8.988	5.858	9.203	14.654
	B-C	4.00	3.20	---	-8.988	-8.197	5.866	14.654	-14.258
	C-D	3.00	3.00	---	-8.197	0	4.549	-14.258	-8.11
05	A-B	3.88	3.88	---	0	-9.781	9.151	11.701	-16.543
	B-C	3.00	2.40	---	-9.781	-6.429	0.113	-16.543	12.985
	C-D	3.00	3.00	---	-6.429	0	5.235	12.985	-8.699

Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELU pour le plancher terrasse accessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L' (m) (M. Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M ₂	M ₄	
01	A - B	4.35	4.35	---	0.00	-8.79	8.403
	B - C	3.00	2.40	---	-8.79	-3.555	0.019
	C - D	3.00	2.40	---	-3.555	-3.235	2.508
	D - E	2.70	2.16	---	-3.235	-3.662	1.334
	E - F	3.30	2.64	---	-3.662	-5.407	2.633
	F - G	4.00	3.2	---	-5.407	-5.135	5.221
	G - H	3.00	2.40	---	-5.135	-6.221	0.236
	H - I	3.60	3.60	---	-6.221	0	5.673
02	A - B	4.13	4.13	---	0	-7.965	7.557
	B - C	3.00	2.40	---	-7.965	-3.555	0.348
	C - D	3.00	4.75	---	-3.555	-3.235	2.508
	D - E	2.70	2.16	---	-3.235	-3.662	1.334
	E - F	3.30	2.64	---	-3.662	-5.407	2.633
	F - G	4.00	3.20	---	-5.407	-5.135	5.221
	G - H	3.00	2.40	---	-5.135	-6.221	0.236
	H - I	3.6	3.60	---	-6.221	0	5.673
03	A - B	4.62	4.62	---	0	-9.885	9.49
	B - C	3.00	2.40	---	-9.885	-3.555	-0.394
	C - D	3.00	2.40	---	-3.555	-3.235	2.508
	D - E	2.70	2.16	---	-3.235	-3.662	1.334
	E - F	3.30	2.64	---	-3.662	-7.659	1.62
	F - G	4.00	3.20	---	-7.659	0	7.012
04	A - B	3.30	3.30	---	0	-6.524	4.252
	B - C	4.00	3.20	---	-6.524	-5.95	4.257
	C - D	3.00	3.00	---	-5.95	0	3.302
05	A - B	3.88	3.88	---	0	-7.099	6.641
	B - C	3.00	2.40	---	-7.099	-4.666	0.082
	C - D	3.00	3.00	---	-4.666	0	3.799

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELS pour le plancher terrasse accessible.

▪ Plancher étage courant

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M soffaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M ₂	M ₄		V ₂	V ₄
01	A-B	4.35	4.35	---	0.00	-10.317	9.862	11.02	-15.763
	B-C	3.00	2.40	---	-10.317	-4.172	0.032	-15.763	9.361
	C-D	3.00	2.40	---	-4.172	-3.797	2.943	9.361	-9.111
	D-E	2.70	2.16	---	-3.797	-4.297	1.566	-9.111	9.538
	E-F	3.30	2.64	---	-4.297	-6.346	3.091	9.538	12.394
	F-G	4.00	3.2	---	-6.346	-6.025	6.128	12.394	-12.234
	G-H	3.00	2.40	---	-6.025	-7.301	0.277	-12.234	13.111
	H-I	3.60	3.60	---	-7.301	0	6.658	13.111	-9.055
02	A-B	4.13	4.13	---	0	-9.348	8.869	10.451	-14.978
	B-C	3.00	2.40	---	-9.348	-4.172	0.408	-14.978	9.361
	C-D	3.00	4.75	---	-4.172	-3.797	2.943	9.361	-9.111
	D-E	2.70	2.16	---	-3.797	-4.297	1.566	-9.111	9.538
	E-F	3.30	2.64	---	-4.297	-6.346	3.091	9.538	12.394
	F-G	4.00	3.20	---	-6.346	-6.027	6.128	12.394	-12.234
	G-H	3.00	2.40	---	-6.027	-7.301	0.277	-12.234	13.111
	H-I	3.6	3.60	---	-7.301	0	6.658	13.111	-9.055
03	A-B	4.62	4.62	---	0	-11.602	11.138	11.711	-16.534
	B-C	3.00	2.40	---	-11.602	-4.172	-0.462	-16.534	9.361
	C-D	3.00	2.40	---	-4.172	-3.797	2.943	9.361	-9.111
	D-E	2.70	2.16	---	-3.797	-4.297	1.766	-9.111	8.737
	E-F	3.30	2.64	---	-4.297	-8.989	1.902	8.737	14.561
	F-G	4.00	3.20	---	-8.989	0	8.230	14.561	-10.067
04	A-B	3.30	3.30	---	0	-7.656	4.99	7.839	12.489
	B-C	4.00	3.20	---	-7.656	-6.983	4.997	12.489	-12.146
	C-D	3.00	3.00	---	-6.983	0	3.875	-12.146	-6.908
05	A-B	3.88	3.88	---	0	-8.332	7.795	9.797	-14.092
	B-C	3.00	2.40	---	-8.332	-5.476	0.096	-14.092	11.061
	C-D	3.00	3.00	---	-5.476	0	4.450	11.061	-7.41

Tableau III.5: Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L' (m) (M. Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M ₂	M ₁	
01	A - B	4.35	4.35	---	0.00	-7.461	7.133
	B - C	3.00	2.40	---	-7.461	-3.018	0.016
	C - D	3.00	2.40	---	-3.018	-2.746	2.129
	D - E	2.70	2.16	---	-2.746	-3.108	1.133
	E - F	3.30	2.64	---	-3.108	-4.59	2.235
	F - G	4.00	3.2	---	-4.59	-4.359	4.431
	G - H	3.00	2.40	---	-4.359	-5.281	0.2
	H - I	3.60	3.60	---	-5.281	0	4.815
02	A - B	4.13	4.13	---	0	-6.761	6.415
	B - C	3.00	2.40	---	-6.761	-3.019	0.295
	C - D	3.00	4.75	---	-3.019	-2.746	2.129
	D - E	2.70	2.16	---	-2.746	-3.108	1.133
	E - F	3.30	2.64	---	-3.108	-4.59	2.235
	F - G	4.00	3.20	---	-4.59	-4.359	4.432
	G - H	3.00	2.40	---	-4.359	-5.281	0.2
	H - I	3.6	3.60	---	-5.281	0	4.815
03	A - B	4.62	4.62	---	0	-8.391	8.056
	B - C	3.00	2.40	---	-8.391	-3.018	-0.335
	C - D	3.00	2.40	---	-3.018	-2.746	2.129
	D - E	2.70	2.16	---	-2.746	-3.108	1.133
	E - F	3.30	2.64	---	-3.108	-6.501	1.376
	F - G	4.00	3.20	---	-6.501	0	5.952
04	A - B	3.30	3.30	---	0	-5.537	3.609
	B - C	4.00	3.20	---	-5.537	-5.05	3.614
	C - D	3.00	3.00	---	-5.05	0	2.803
05	A - B	3.88	3.88	---	0	-6.026	5.637
	B - C	3.00	2.40	---	-6.026	-3.961	0.069
	C - D	3.00	3.00	---	-3.961	0	3.225

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l' ELS pour le plancher étage courant

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appuis} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appuis} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse accessible	01	-2.56	-12.11	11.565	18.505	-1.85	-8.79	8.403
	02	-2.30	-10.974	10.412	17.583	-1.67	-7.955	7.557
	03	-2.88	-13.62	13.079	19.645	-2.09	-9.885	9.49
	04	-1.47	-8.998	5.866	14.65	-1.06	-6.524	4.257
	05	-2.03	-9.781	-6.429	16.543	-1.47	-7.89	6.641
Courants	01	-2.18	-10.313	9.862	15.763	-1.57	-7.461	7.133
	02	-1.96	-9.348	8.869	14.978	-1.42	-6.561	6.415
	03	-2.46	-11.602	11.138	16.534	-1.78	-8.391	8.056
	04	-1.25	-7.656	4.997	12.489	-0.90	-5.537	3.614
	05	-1.73	-8.332	7.795	14.092	-1.25	-6.026	5.637

Tableau III.7 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

II .1.1.4. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 5 sur trois appuis du plancher terrasse accessible qui est sollicité par :

$$M_{Travée}^{Max} = 13.07 KN.m$$

$$M_{Travée}^{Max} = 9.49 KN.m$$

A l'ELU : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.88 KN.m(rive) \\ -13.62 KN.m(interne) \end{cases}$ A l'ELS : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.09 KN.m(Rive) \\ -9.88 KN.m(interne) \end{cases}$

$$V^{Max} = 19.64 KN$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65cm$$

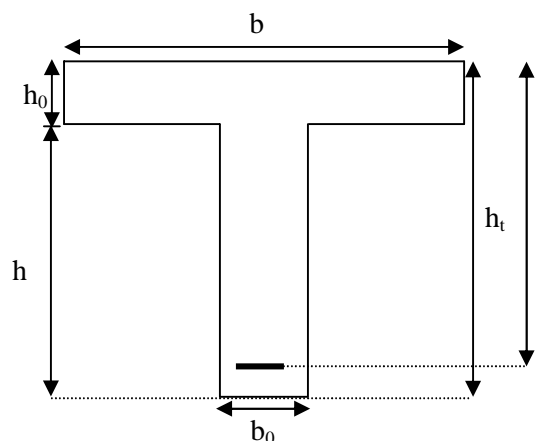
$$h_0 = 4cm$$

$$h = 16cm$$

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$



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

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 13.07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{13.07 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.043$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}}{0.8} = 0.054$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{13.07 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.13 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

b. En appuis

Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$M_{Rive}^a = -2.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.88 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas}$$

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}}{0.8} = 0.080$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.080) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.88 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.47 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -13.62 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.296$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.296}}{0.8} = 0.451$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.451) = 0.147 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{0.147 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 19.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.20} = 0.98 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.50 + 2.26 = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.76 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 19.64 \times 10^{-3}}{400} = 0.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[19.64 - \frac{13.07}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -1.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -1.75 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire}$$

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.64 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

B. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2$$

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

Éspacement

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,98 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 52,11 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

D'ou $S_t=15 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})}$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,98 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 52,11 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

D'ou $S_t=15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0.048	0.072	0.175	1.89	2HA10+1HA8=2.07	1.21	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.069	0.090	0.173	0.42	2HA10+1HA8=2.07	1.21		
	App int	0.329	0.52	0.142	2.44	1HA12+2HA10=2.70	1.21		
02	Travée	0.0043	0.0054	0.179	0.166	1HA8=0.50	1.21		
	App rive	0.069	0.090	0.173	0.42	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.288	0.456	0.147	2.14	2HA12=2.67	1.21		
03	Travée	0.054	0.07	0.174	2.14	2HA12=2.26	1.21		
	App rive	0.078	0.102	0.172	0.47	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.37	0.61	0.135	2.88	2HA12+1HA10=3.05	1.21		
04	Travée	0.054	0.070	0.174	2.14	2HA12=2.26	1.21		
	App rive	0.040	0.0510	0.176	0.23	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.244	0.357	0.154	1.67	2HA10+1HA8=2.07	1.21		
05	Travée	0.026	0.034	0.176	1.039	1HA12=1.13	1.21		
	Appuis	0.266	0.395	0.151	1.85	2HA10+1HA8=2.07	1.21		

Tableau III.8 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0.041	0.052	0.176	1.70	1HA10+2HA8=1.79	1.21	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.059	0.076	0.174	0.35	1HA10+2HA8=1.79	1.21		
	App int	0.280	0.422	0.149	1.98	1HA8+2HA10=2.07	1.21		
02	Travée	0.037	0.047	0.176	1.44	2HA10=1.57	1.21		
	App rive	0.053	0.068	0.175	0.32	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.254	0.373	0.153	1.75	1HA10+2HA8=1.79	1.21		
03	Travée	0.046	0.059	0.175	1.82	2HA10+1HA8=2.07	1.21		
	App rive	0.068	0.86	0.173	0.40	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.315	0.491	0.144	2.30	2HA10+2HA8=2.58	1.21		
04	Travée	0.020	0.026	0.178	0.805	2HA8=1.01	1.21		
	App rive	0.034	0.043	0.176	0.203	1HA8=0.50	1.21		
	App int	0.208	0.295	0.158	1.38	2HA10=1.57	1.21		
05	Travée	0.032	0.041	0.177	1.26	1HA10+1HA8=1.29	1.21		
	Appuis	0.226	0.326	0.156	1.53	2HA10=1.57	1.21		

Tableau III.9 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

2.Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 9.49 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.09 KN.m(Rive) \\ -9.88 KN.m(int erne) \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

En travée

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 4.54 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.26 + (65 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.26 \times 22 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.305 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 4.3^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.3 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 4.3)^2 \Rightarrow I = 8084.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.49 \times 4.3 \times 10^3}{8084.84} = 5.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 3.08) \times y - 15 \times 3.08 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 8.53 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 8.53^3}{3} + 15 \times 3.08 \times (18 - 8.53)^2 \Rightarrow I = 6212.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.88 \times 8.53 \times 10^3}{6212.09} = 13.56 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Appuis de rive

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.50) \times y - 15 \times 0.50 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.5^3}{3} + 15 \times 0.50 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.09 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 5.62 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Etage	type	position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm^2	y Cm	I cm^4	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Observation
terrasse accessible	01	travée	8.403	2.07	3.69	7446.9	4.16	15	vérifiée
		App inter	8.79	0.50	1.72	2092.6	8.09	15	vérifiée
		App rive	1.85	2.70	4.15	9317.4	0.82	15	vérifiée
	02	travée	7.557	0.50	1.92	2090.6	6.94	15	vérifiée
		App inter	7.957	0.50	1.92	2090.6	7.31	15	vérifiée
		App rive	1.67	2.67	4.13	9231	0.74	15	vérifiée
	03	travée	9.49	2.26	3.84	8024	4.54	15	vérifiée
		App inter	9.885	0.50	1.92	2090.6	9.09	15	vérifiée
		App rive	2.09	3.05	4.37	10307	0.88	15	vérifiée
	04	travée	4.257	2.26	3.44	8024	2.03	15	vérifiée
		App inter	6.524	0.50	1.92	2092.6	6	15	vérifiée
		App rive	1.06	2.07	3.69	7446.9	0.52	15	vérifiée
	05	travée	6.641	1.13	2.81	4391.7	4.25	15	vérifiée
		App rive	1.47	2.07	3.69	7446.9	3.91	15	vérifiée
	Etage Courant	01	travée	7.133	1.79	3.46	6573.9	3.75	15
App inter			7.461	0.50	1.92	2092.6	6.86	15	vérifiée
App rive			1.57	2.07	3.69	7046.9	0.77	15	vérifiée
02		travée	6.415	1.57	3.25	5834.5	3.57	15	vérifiée
		App inter	6.561	0.50	1.92	2092.6	6.03	15	vérifiée
		App rive	1.42	1.79	3.46	6573.9	0.74	15	vérifiée
03		travée	8.056	2.07	3.69	7446.9	3.99	15	vérifiée
		App inter	8.391	0.50	1.92	2092.6	7.72	15	vérifiée
		App rive	1.78	2.58	4.07	8970.3	0.80	15	vérifiée
04		travée	3.614	1.01	2.67	3970.8	2.42	15	vérifiée
		App inter	5.537	0.50	1.92	2092.6	5.08	15	vérifiée
		App rive	0.9	1.57	3.26	5867.3	0.50	15	vérifiée
05		travée	5.637	1.29	2.88	4938.7	3.40	15	vérifiée
		App rive	1.25	1.57	2.94	4803.2	0.76	15	vérifiée

Tableau III.10 : vérification des contraintes dans le béton

▪ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{462} =$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.043 \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} + 0.5cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{462}{500} + 0.5 = 1.424cm$$

Exemple de calcul

$$y = 4.305 \text{ cm}$$

$$I = 8084.84cm^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.26cm^2$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.26 = 1333.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1333.9} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18 \right) \Rightarrow 10.20 \text{ cm}$$

$$V_2 = 22 - 10.20 \Rightarrow V_2 = 9.80 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.20^3 + 9.80^3) + 15 \times 2.26 \times (9.80 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48105.56 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0125$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0125 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.41$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.36$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.57 = 4.27 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.57 + 1.5) = 5.52 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.27 \times 4.62^2}{8} = 8.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.62^2}{8} = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.52 \times 4.62^2}{8} = 11.04 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.70 \times (0.18 - 0.043) \times 10^5}{8084.84} \Rightarrow \sigma_{js} = 94.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{8.54 \times (0.18 - 0.043) \times 10^5}{8084.84} \Rightarrow \sigma_{gs} = 217.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{11.04 \times (0.18 - 0.043) \times 10^5}{8084.84} \Rightarrow \sigma_{ps} = 280.61 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 217.06 + 2.1} = 0.72$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 94.04 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 280.61 + 2.1} = 0.77$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.46} = 20601.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.72} = 15314.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.77} = 14584.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 1.36 \times 0.72} = 26636.11 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.70 \times 4.62^2}{10 \times 32164.2 \times 20601.15} \times 10^7 = 0.119 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.54 \times 4.62^2}{10 \times 32164.2 \times 15314.92} \times 10^7 = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.54 \times 4.62^2}{10 \times 10721.4 \times 26636.11} \times 10^7 = 0.63 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{11.04 \times 4.62^2}{10 \times 32164.2 \times 14584.73} \times 10^7 = 0.50 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.63 + 0.50 - 0.37 - 0.11 = 0.65 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{462}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Les schémas des ferrailages

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
terrasse		
Etage courant		

Figure III.4 :Schémas des ferrailages des poutrelles des différents etages.

II.1.1.4. Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$ vérifiée

Schéma de ferrailage

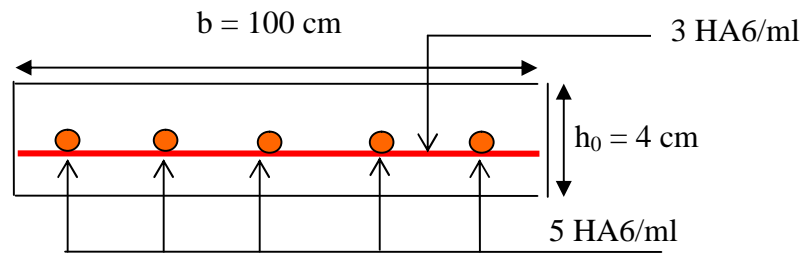


Figure III.5 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III. ETUDE DES BALCONS

1^{er} Type : Balcon sur trois appuis

Evaluation des charges :

$$G = 5.10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.135 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a $\frac{L_y}{2} = 2.00 \text{ m} > L_x = 1.40$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 31.71 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 5.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 31.71 = 26.95 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 5.54 = 4.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -15.85 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -2.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

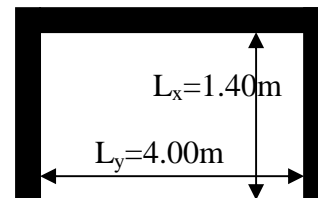


Figure III.6 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{12.135 \times 1.40}{2} = 8.49 \text{ KN}$$

Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 11.40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2 \right) = 10.20 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Selon L_x **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.95 \times 10^{-3}}{1 \times (0.114)^2 \times 14.2} = 0.146 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.198 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{26.95 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.198) \times 0.114} = 7.37 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^t = 7 \text{ HA12} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14$$

$$A_x \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 7.92 > A_{\text{Min}}$$

Selon L_y **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.031 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.039 \\ \Rightarrow A_y^t = 1.345 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 3HA8 = 1.51 \text{cm}^2$$

En appuis

Appui de rive

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.018 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.022 \\ z = 0.101 \\ \Rightarrow A_r^a = 0.78 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 2HA8 = 1.01 \text{cm}^2$$

Appui intermédiaire

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.107 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.141 \\ z = 0.096 \\ \Rightarrow A_i^a = 4.73 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_i^a = 4HA10 + 4HA8 = 5.15 \text{cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

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

Vérification des valeurs minimales

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01 \text{cm}^2 > 1.12 \text{cm}^2 \\ A_r^a = 3.14 \text{cm}^2 > 1.12 \text{cm}^2 \\ A_i^a = 4.52 \text{cm}^2 > 1.12 \text{cm}^2 \end{cases}$$

En appui de rive on ferraille avec $A_r^a = 1.12 \text{cm}^2$

$$A_r^a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.102} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	26.95	7.37	10HA10=7.85cm ²
	En appuis	-15.85	4.73	2HA12+2HA14=5.34cm ²
Sens y-y	En travée	4.70	1.349	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-15.85	4.40	4HA12=4.52cm ²

Tableau III.11 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{8.6 \times 1.4^2 \times 4}{2} - \frac{2 \times 8.6 \times 1.4^3}{3} = 17.97 \\ M_{oy} = \frac{8.6 \times 1.4^3}{6} = 3.93 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 17.97 = 13.47 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.93 = 3.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -8.98 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -1.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	13.47	4.19	6200.23	9.10	15	Vérifiée
Selon y-y	3.34	2.88	1221.60	7.87	15	Vérifiée
Appui	8.98	3.26	3732.18	7.84	15	Vérifiée

Tableau III.12: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

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

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.074$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.074 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.0069 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.035$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.035$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

$$y = 2.88 cm$$

$$I = 1221.60cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 1.511cm^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5KN / m^2$$

$$q_{gser} = 5.10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (5.10 + 3.5) = 8.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{3.5 \times 1.4^3}{6} = 1.60 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{5.10 \times 1.4^3}{6} = 2.33 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{8.60 \times 1.4^3}{6} = 3.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.60 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 2.33 = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 3.93 = 3.34 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.18 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.06 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.188 \text{ cm} < f_{adm} = 0.80 \text{ cm}$ vérifiée

Schémas de ferrailage

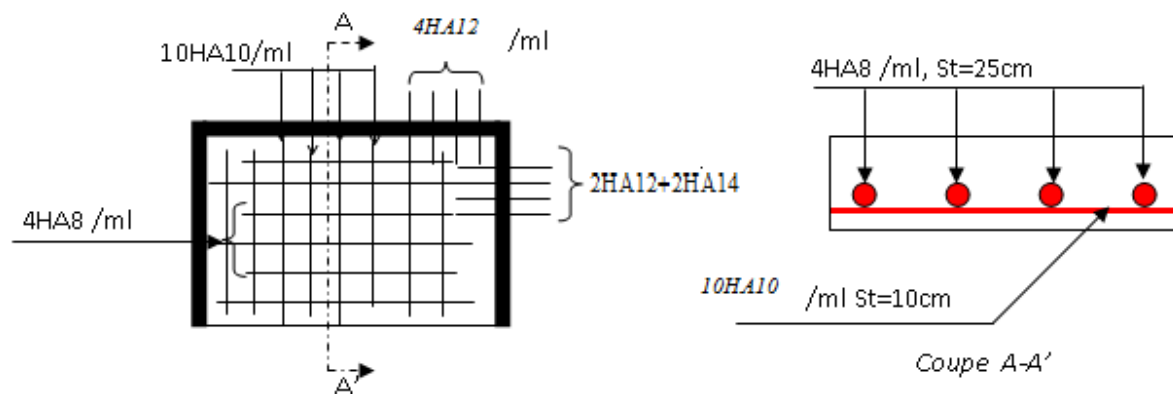


Figure III.7 : schéma ferrailage du balcon sur trois appuis

2^{ème} type balcon sur deux appuis perpendiculaires

On étudieras le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.60m \\ L_y = 3.30m \end{array} \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 > 0.4$$

La dalle travaille sur les deux sens.

$$M^t = 0.85M_0$$

$$M^a = 0.4M_0$$

Charges et surcharges :

$$G = 5.10KN / m^2$$

$$Q = 3.50KN / m^2$$

$$\mathbf{A\ 'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.135KN / m^2$$

$$\mathbf{A\ 'ELS : } P_s = G + Q = 8.60KN / m^2$$

$$\mathbf{Calcul à l'ELU} \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.48$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.48$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.25 \end{array} \right.$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 3.08KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.77KN.m \end{array} \right.$$

Effort tranchant

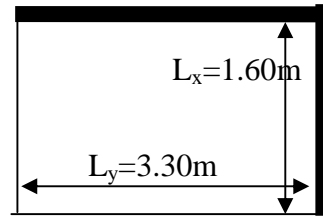
$$V_{\max} = \frac{P_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.82KN$$

Moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 3.08 = 2.61KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.77 = 0.65KN.m \end{array} \right.$$

Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{om} = -1.23KN.m$$



Ferrailage

Le ferrailage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4cm$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.40cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.20cm$$

En travée**Sens X-X**

$$M_x^t = 2.61KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014 < 186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.014 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.017$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_U}{d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 0.66cm^2$$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 14cm$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_{MIN} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.48) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$$A_{MIN} = 1.41cm^2$$

$$\text{On a : } A_x^t < A_{MIN}$$

On ferraille avec le minimum, Soit $A_x^t = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = \min(3 \times 14; 33cm) = 33cm$$

$$S_t \leq 33cm$$

Soit S_t=25cm

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0.65 \text{ KN.m}$$

Vu la faible sollicitation on ferraille avec le minimum

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

$$A_y^t = A_{MIN} = \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y^t = A_{MIN} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_y^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

En appuis :

$$M_y^a = -1.23$$

On ferraille avec le minimum

$$A_x^a = A_y^a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.102} = 0.076 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.076 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Localisation	M (KN.m)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	2.61	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-1.23	3HA8=1.51 cm ²
Sens y-y	En travée	0.65	3HA8=1.51 cm ²
	En appuis	-1.23	3HA8=1.51 cm ²

Tableau III.13 : Ferrailage du balcon sur deux appuis

Vérification à l'ELS $\nu = 0.2$ $\rho = 0.48$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3591 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.1026 \times 8.60 \times 1.6^2 = 2.25 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.3591 \times 2.25 = 0.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 2.25 = 1.91 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.80 = 0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.76 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	1.91	2.33	2484.50	1.79	15	Vérifiée
Selon y-y	0.68	1.93	1551.49	0.84	15	Vérifiée
Appui	-0.76	1.93	1551.49	0.94	15	Vérifiée

Tableau III.14: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Etat limite de déformation**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Sens x-x

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

$$\frac{h}{L} = 0.875$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.875$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.067$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.067 < \frac{h}{L} = 0.875$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Sens y-y

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

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 \geq \frac{h}{L} = 0.042$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{330}{500} = 0.66 cm$$

$$y = 1.93 cm$$

$$I = 1551.49 cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 1.51 cm^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5 KN / m^2$$

$$q_{gser} = 5.10 KN / m^2$$

$$q_{pser} = (5.10 + 3.5) = 8.60 KN / m^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{oy}^j = \frac{3.5 \times 1.6^3}{6} = 2.38 KN.m \\ M_{oy}^g = \frac{5.10 \times 1.6^3}{6} = 3.48 KN.m \\ M_{oy}^p = \frac{8.60 \times 1.6^3}{6} = 5.87 KN.m \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.38 = 2.023 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 3.48 = 2.95 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 5.87 = 4.98 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.11 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.038 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.12 \text{ cm} < f_{adm} = 0.66 \text{ cm}$ vérifiée

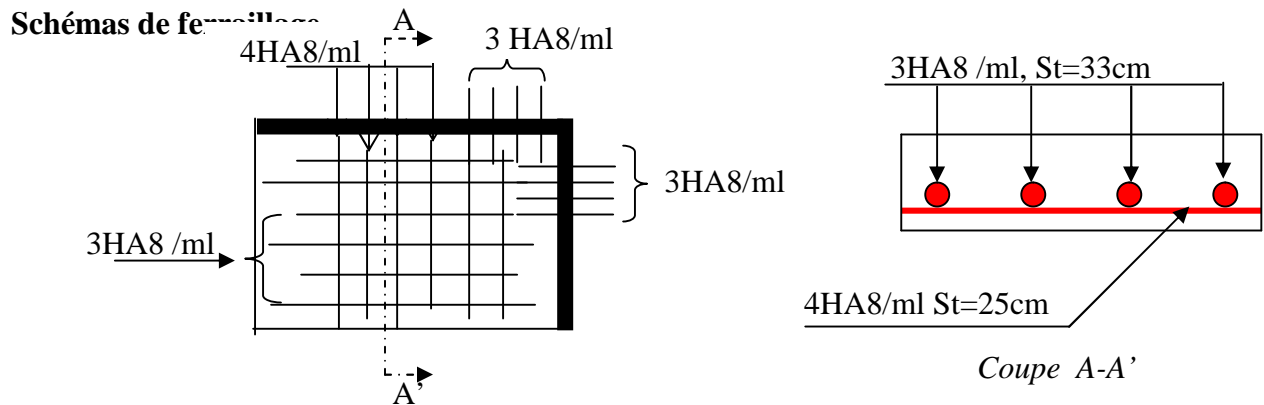


Figure III.8: Schéma du ferrailage du balcon sur deux appuis

IV. ETUDE DE L'ACROTÈRE

IV.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

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

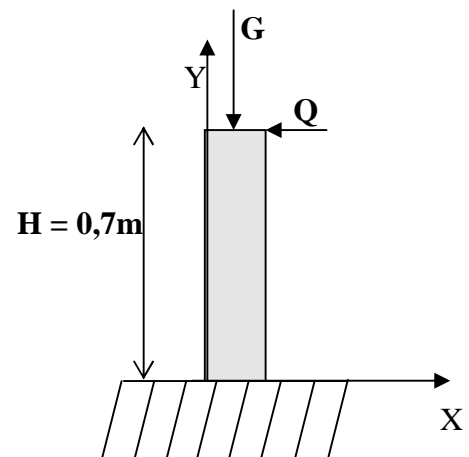
$$G = 2.11 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.11 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.0128 \text{ KN}$$



IV.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 : $\sum A_i = S$ (surface de l'acrotère)

$$x_C = \frac{0,7 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,05 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,05 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0775}$$

$$x_C = 0,058 \text{ m}$$

$$y_C = 0,37 \text{ m}$$

b) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.11 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,012 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1,0128 \times 0,37 \Rightarrow M_{F_p} = 0,37 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2.11+0+0=2.11	2.84	2.11
M (KN)	0.7	1.05	0,7

Tableau III. 15 : Différentes combinaisons à utiliser

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.84} = 0.36m \\ \frac{H}{6} = 0.11m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

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).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{70}{250}) = 2.8cm$$

$$d'où : e_2 = 0.36 + 0.028 = 0.388m$$

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.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.7)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.011cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 0.388 + 0.011 = 0.399cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,84 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2.84 \times 0,388 = 1.07 \text{ KN}.$$

IV.3. Ferrailage

À l'ELU

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

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

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

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.

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.07 + 2.84 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où } : A_s' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ HA}6 (1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times G = 1,5 \times 2.11 = 3.165 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.165 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3.165 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.583 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le **BAEL 91**, 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 **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.11} = 0.331 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.331 = -0.281 \text{ m} = -28.1 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times (C)^2 - (d' - C) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b}$$

$$p = -3 \times (-28,1)^2 + \frac{(8 + 28,1) \times 6 \times 15 \times 2,01}{100} = -2303,52$$

$$q = -2 \times (C)^3 - (d' - C)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b_0}$$

$$q = -2 \times (-28,1)^3 - (8 + 28,1)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = 42018,57$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (42018,57)^2 + \frac{4 \times (-2303,52)^3}{27} = -45246876,98$$

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

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 170,9^\circ, \quad a = 55,41$$

$$Y_1 = 30,20 \text{ cm}; \quad Y_2 = -55,33 \text{ cm}; \quad Y_3 = 12,49 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 10 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = 30,20; Y_1 + C = 2,1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$Y_2 = -55,33; Y_2 + C = -83,43 \text{ cm} \quad \text{N'est pas vérifié}$$

$$Y_3 = 12,49; Y_3 + C = -15,61 \text{ cm} \quad \text{N'est pas vérifié}$$

Donc on choisit $Y_c = 30,20 \text{ cm}$.

$$Y_{\text{ser}} = 2,10 \text{ cm.}$$

Calcul des contraintes

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s \times (y_{\text{ser}} - d')^2)$$

\rightarrow (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (2,10)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,10)^2 = 1358,22 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2,11 \times 10^{-3} \times 0,302}{1358,22 \times 10^{-8}} = 46,91 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 46.91 \times 0,0210 = 0,98 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifié.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 46.91 \times (0,08 - 0,0210) = 41.51 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times n\right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1.6\right) = \min(266,67 ; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{MPa.}$$

IV.4. Schéma de Ferrailages

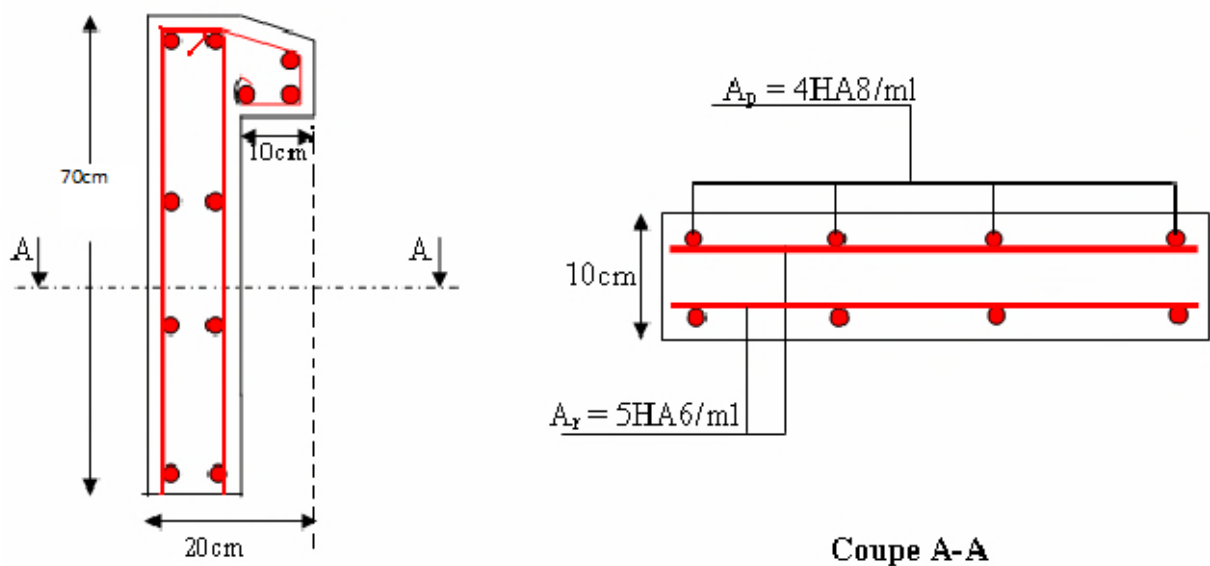


Figure III.9 : schéma de ferrailage de l'acrotère

V. Escaliers :

V.1. Etude de l'escalier à 2 volées

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 14cm.

✓ Giron de 30cm.

✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

a) Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.10KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.22KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

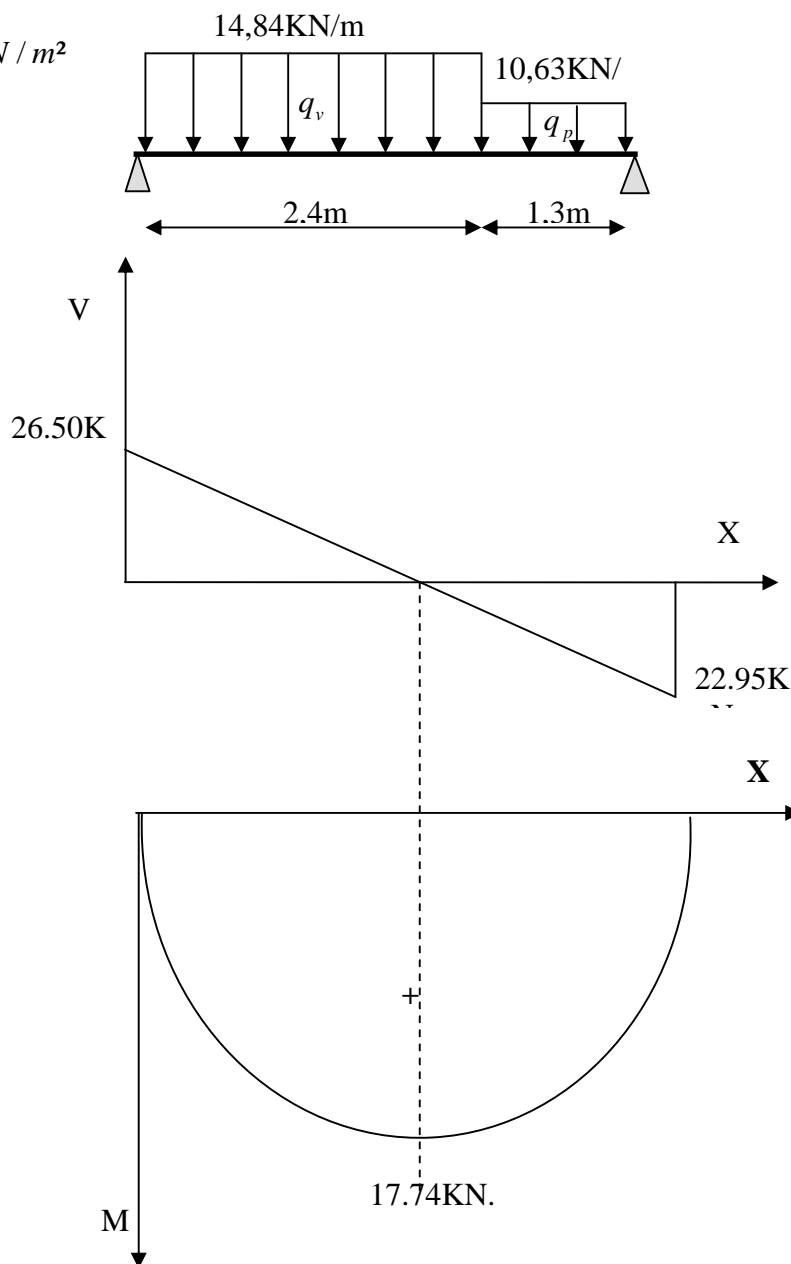


Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant et moment

b) Moments et efforts tranchants :➤ **L'ELU :**

$$q_v = 1.35 \times 8.22 + 1.5 \times 2.5 = 14.84 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 2.5 = 10.63 \text{ KN/m}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 26.50 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.95 \text{ KN}$$

$$M_0 = 23.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -11.82 \text{ KN.m}$$

$$V = 26.50 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS :**

$$q_v = 8.22 + 2.5 = 10.72 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.1 + 2.50 = 7.6 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 19.11 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.48 \text{ KN}$$

$$M_0 = 17.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 8.52 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$M_t = 17.74 \text{ KN.m} : \text{Moment en travée}$$

$$M_a = 11.82 \text{ KN.m} : \text{Moment en appuis}$$

Caractéristique de la section :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 12 \text{ cm}$$

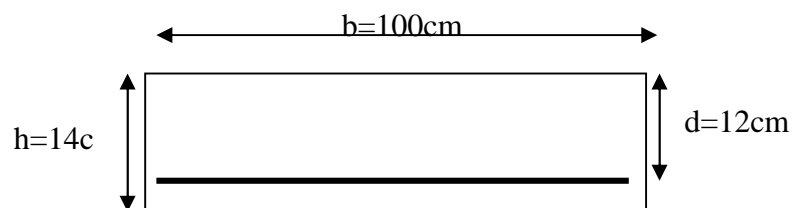


Figure III.11. : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté} (cm^2/ml)$	$St(cm)$
En travée	17.74	0.086	0.11	0.114	4.47	5T12 = 5.65	20
En appuis	11.82	0.057	0.074	0.116	2.92	4T10 = 3.14	25

Tableaux III-16 : Résumé des résultats de ferrailage

d) Les Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.12.2.1/400 = 1.44cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22MPa$$

$\tau_u = 0.22 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.50 \times 10^{-3} - \frac{11.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00023m^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

- $y = 3.55cm$

$$I = 6846.5cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{6846.5 \times 10^{-8}} \times 0.0355 = 6.64MPa$$

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'ou la vérification de la flèche est nécessaire

Les résultats du tableau suivant, établie a l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risque pas de fléchir.

Evaluation de la flèche : En utilisant le logiciel de calcul SOCOTEC (ANNEXE N°2°)

Flèche totale : son calcul est explicite dans l'article (B.6.5.2) [1].

Flèche limite : elle est calculée d'après l'article (B.6.5 .3) [1].

✓ Tel que la flèche évaluée vérifie le critère suivant : $f \leq l/500$

✓ Pour une section d'armature tendue $A=5.65 \text{ cm}^2$

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{lim} (mm)
25	3.7	01	0.14	5.80	10.86	16.66	1.19	1.23	0.619	0.169	1.64

Tableau.17. : Evaluation de la flèche

• **Les résultats sont indique comme suit :** $f_{gv}=1.19\text{mm}$, $f_{pi}=1.23\text{mm}$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.63\text{mm} < 7.4\text{mm} \dots\dots\dots \text{verifier.}$$

$$f_{adm} = 0.74\text{cm.}$$

Donc $\Delta f_t \leq f_{adm} \dots\dots f \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

e) Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/m avec St = 20cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/m avec St = 20cm

f) Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Or on a St = (20;25) cm < 33cmCondition vérifiée.

V.2. Schéma de ferrailage :

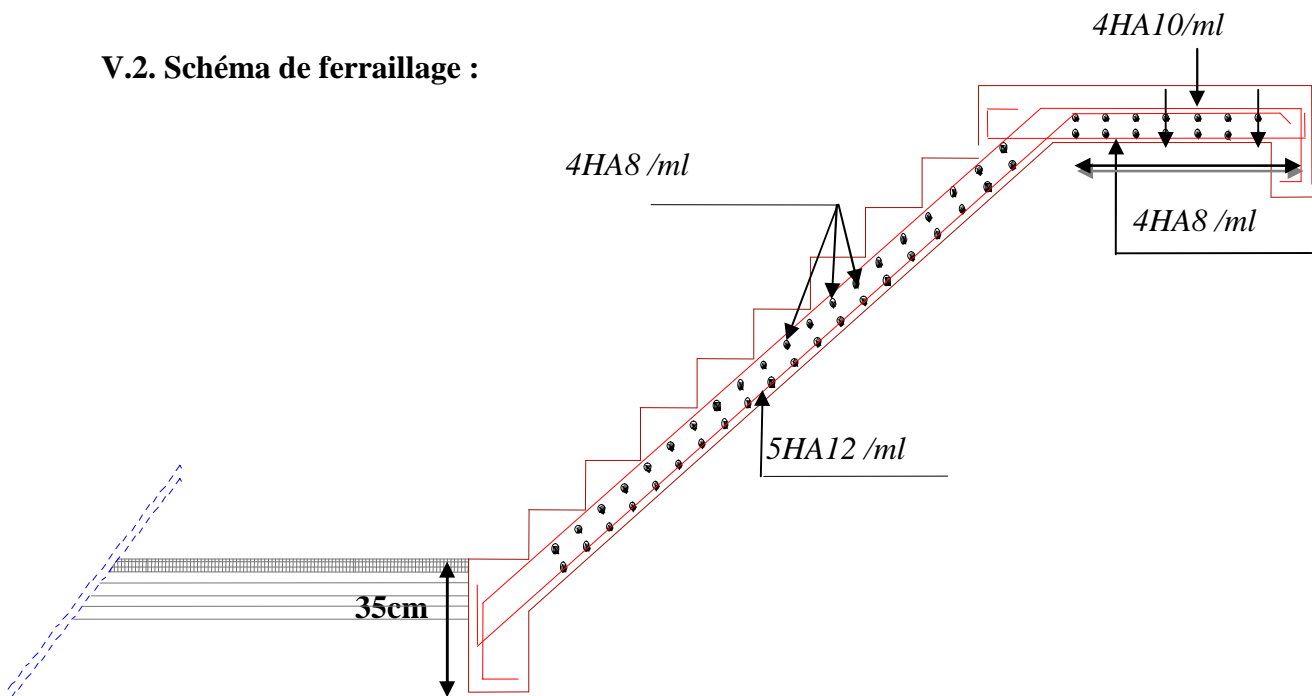


Figure III.12. : Schéma de ferrailage de l'escalier

V.3. Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

$$h = 25\text{cm}$$

On prend : $b = 25\text{cm}$

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.25^2 \times 25 = 1.562\text{KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**Figure III-13**)

$$\text{ELU} : R_A = 26.50\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_A = 19.11\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 28.60\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 32.17\text{KN/m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 27.34\text{KN/m}$$

$$M^a = -0.4M_0 = -12.86\text{KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 42.9\text{KN}$$

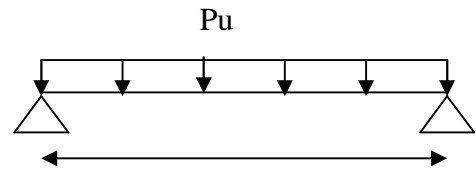


Figure III.13. : Schéma statique de la poutre palière

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	33.18	0.177	0.245	0.207	4.59
En appuis	15.61	0.083	0.108	0.219	2.04

Tableaux III-18 : Calcul d'armature

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 3.12cm^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 3.12cm^2$

d) 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 (**Figure III-14**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 11.82KN.m$$

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_I : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 4.16 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.043 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0.833 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.331 cm^2$$

e) Choix des armatures

•En travée

$$A^t = 4.59 + \frac{1.331}{2} = 5.25cm^2 \quad \text{Soit } 5HA12=5.65cm^2$$

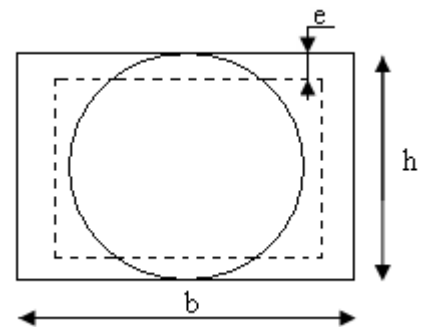


Figure III.14 .: Section creuse équivalente

• **En appui**

$$A^i = 3.12 + \frac{1.331}{2} = 3.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 52.05 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{52.05 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.23} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{0.043 \times 2 \times 0.0416} = 3.3 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Ferrailage :

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.25 \times 0.15}{400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.25 \times 0.15 \times (0.90 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.316 \text{ cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{1.182 \times 10^{-3} \times 83.3 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 430 \times 10^{-8} \times 400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.125 + 0.31 = 1.43 \text{ cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

Sur appuis ($M_a=11.33\text{KN.m}$) ; $y = 6.77\text{cm}$; $I = 11911 \text{ cm}^4$

Application numérique

Donc : $\sigma_{bc} = 4.52 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié

En travée ($M^t=24.08 \text{ KN.m}$)

$\sigma_{bc} = 6.44 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

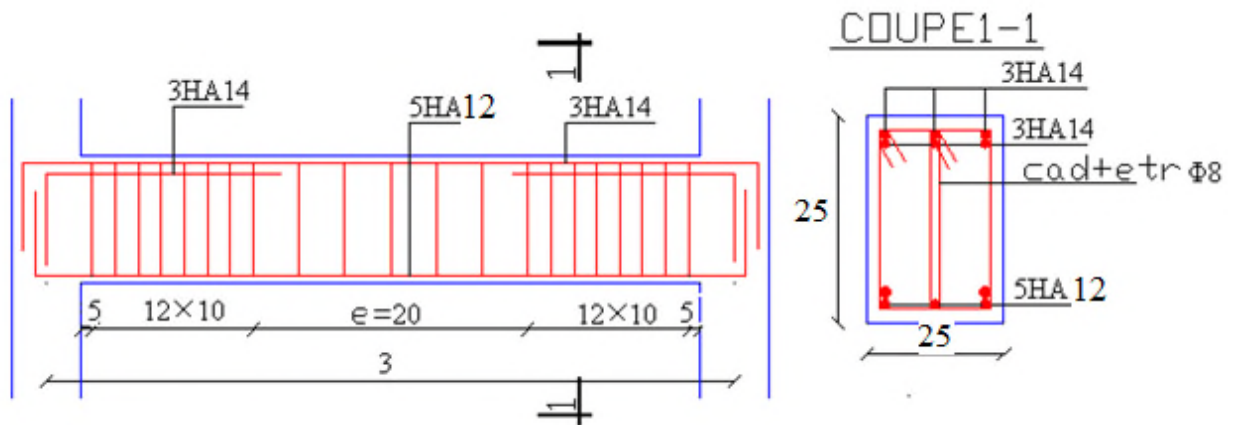


Figure III.15. : Schéma de ferrailage de la poutre palière

VI. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés.

Le plancher du 5^{ème} entre-sol sensé être un parking est réalisé en dalle pleine ainsi que les différentes portes à faux et balcons.

Ces dalles pleines ont fait l'objet d'étude dans ce chapitre.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée.

Un ferrailage adéquat a été adopté.

Dans notre structure, nous avons un seul type d'escaliers, à deux volées. Qui est étudié et ferrailé.

Chapitre IV: Etude au Séisme

I. INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donnée que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 addenda 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

II. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans la méthode statique équivalente, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à coté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation. Selon les exigences du RPA99 addenda 2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique a la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (*RPA99 addenda 2003 article 4.3.6*).

II.1. Calcul de la force sismique totale à la base

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure.

Détermination des coefficients

▪ Le coefficient A

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 addenda 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation avec parking), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le *tableau 4.1 (RPA99 addenda2003)*.

▪ Le facteur D

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003).

$\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établi par LTPL, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ (RPA99 addenda 2003).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 addenda2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 35.53m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 35.53^{\frac{3}{4}} = 0.72s$$

$D_x=29.53m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y= 16.20m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 35.53}{\sqrt{29.53}} = 0.58s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 35.53}{\sqrt{16.20}} = 0.79s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.58s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.72s$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.58s$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.34s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.58 = 0.72s \\ T_s = 1.3 \times 0.72 = 0.936s \end{cases}$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire $1.3 \times T = 1.3 \times 0.72 = 0.936s$

▪ **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

▪ **Coefficient R**

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, $R=5$ (Tableau 4.3 RPA99addenda 2003)

▪ **Poids total de la structure**

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003}$$

$$W_G = 38941.439 \text{ KN} \\ W_Q = 5712.308 \text{ KN} \Rightarrow W = 40083.901 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.20}{5} \times 40083.901 = 2279.97 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.20}{5} \times 40083.901 = 1933.64 \text{ KN}$$

II.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Le spectre correspondant est :

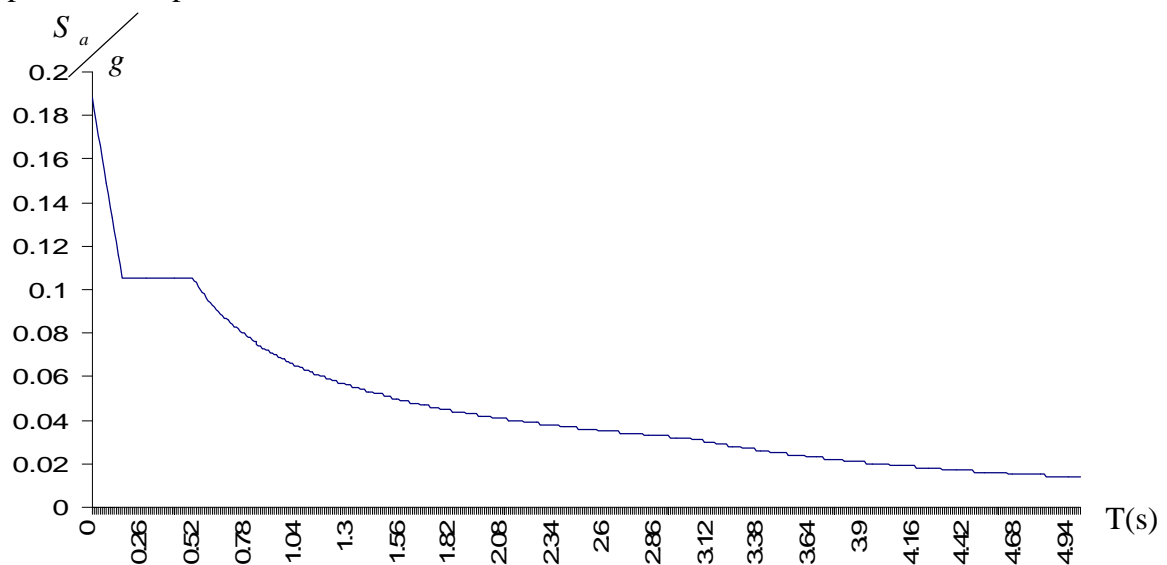


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2 Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

▪ Caractéristiques géométriques de la structure

Nous avons utilisé l'application Socotec pour calculer les caractéristiques géométriques de la structure. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_X (m ⁴)	I_Y (m ⁴)
3.06	294.16	12.23	5.37	2883.23	19280.27
6.12	305.05	12.03	5.63	3327.79	19763.19
9.18	291.51	12.90	5.43	3311.93	17054.45
12.24	291.51	12.90	5.43	3311.93	17054.45
15.30	404.89	12.68	7.42	7881.033	25051.27
18.19	427.65	12.8	6.99	9146.63	25885.62
21.08	427.65	12.8	6.99	9146.63	25885.62
23.97	416.76	12.97	6.73	8254.82	25126.35
26.86	394.83	13.52	6.32	23068.99	95658
29.75	423.21	13.03	6.84	28515	86852.54
32.64	365.62	13.37	6.62	21772.98	88153.49
35,53	293.627	12,34	5,36	11612.35	63309

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques des planchers corps creux.

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G, Y_G : Coordonnées du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

▪ Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres

Le SAP2000 prend en considération les poids propres des éléments porteurs tels que les poteaux, poutres et voiles.

Le bloc masse pour le chargement du nœud maître se fait alors comme suit :

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$\text{Avec : } W_i = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes des planchers corps creux

W_Q : Poids dû aux surcharges d'exploitation des planchers

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y)$$

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$I_{xx} = I_{yy}$: Moment d'inertie suivant les deux axes principaux XX, YY passant par le centre de gravité

Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles), parce que le logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

X_G, Y_G Étant les coordonnées du centre du gravité du plancher.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)	m_i (t)	I_{mz} (t.m ²)
35,93	1929,0834	440,43	2017,1694	205,623792	18336.66
32,64	1956,067	548,43	2065,753	210,576249	19522.33
29,75	2264,1735	634,815	2391,1365	243,744801	19444.259
26,56	2112,3405	592,245	2230,7895	227,399541	20123.23
23,97	2230,736	625,44	2355,824	240,145158	19225,6484
21,08	2287,9275	641,475	2416,2225	246,301988	20176,5762
18,19	2287,9275	641,475	2416,2225	246,301988	20176,5762
15,3	2166,1615	607,335	2287,6285	233,193527	18967,1249
12,24	1559,5785	437,265	1647,0315	167,893119	11729,8723
9,18	1559,5785	437,265	1647,0315	167,893119	11729,8723
6,12	1632,0175	457,575	1723,5325	175,691386	13299,0863
3,06	1573,756	441,24	1662,004	169,419368	12764,9108

Tableau VI.2 : Caractéristiques des nœuds maîtres

III. DISPOSITION DES VOILES

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 addenda 2003.

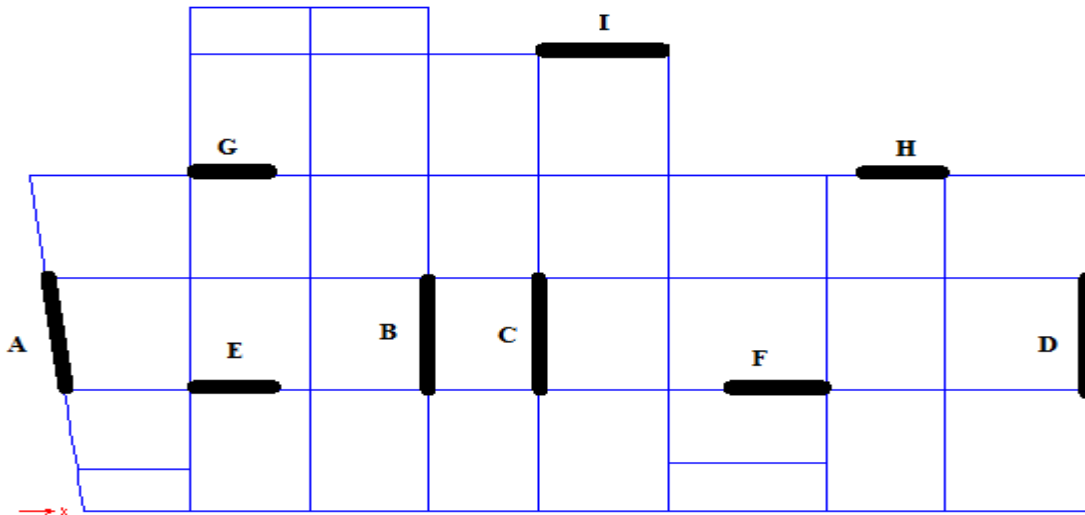


Figure IV.2 : Disposition adoptée des voiles

IV. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t 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}

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.4).

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2279.97	1823.97	2143.17	Vérifiée
Sens yy	1933.64	1546.91	1817..62	Vérifiée

Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base

IV.2. Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
	T	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,548824	54.164	0.289	0.000027	54.164	0.289	0.000027
2	0,457054	0.223	52.964	0.003921	54.387	53.253	0.003948
3	0,398631	0.165	1.045	0.0002621	54.552	54.298	0.004211
4	0,167151	19.215	0.101	0.0002105	73.767	54.399	0.004421
5	0,12952	0.557	21.289	0.0002512	74.324	75.688	0.004672
6	0,124252	3.673	2.833	0.0001534	77.997	78.521	0.004826
7	0,096087	16.626	0.05	0.001948	94.623	78.571	0.006774
8	0,078575	0.003096	0.051	28.538	94.626	78.622	28.545
9	0,077317	0.055	1.258	0.72	94.681	79.88	29.265
10	0,076587	0.003771	14.86	0.07	94.685	94.74	29.335
11	0,072619	0.001291	0.068	20.13	94.686	94.807	49.465
12	0,071006	1,235E-05	0.0002066	3.466	94.686	94.808	52.931

Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation massique.

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.3. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y figure IV.4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.5.

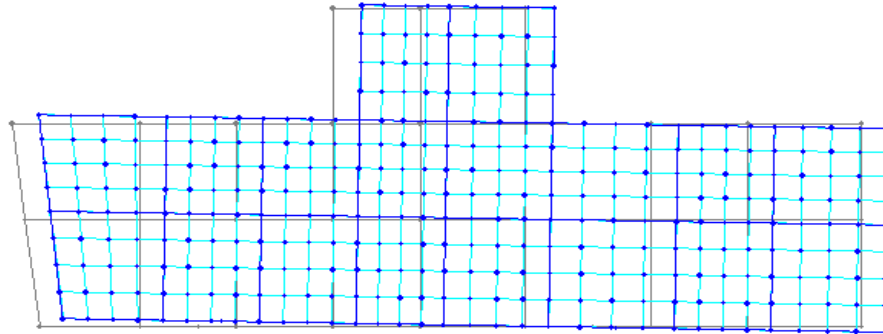
On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.58 = 0.754s$$

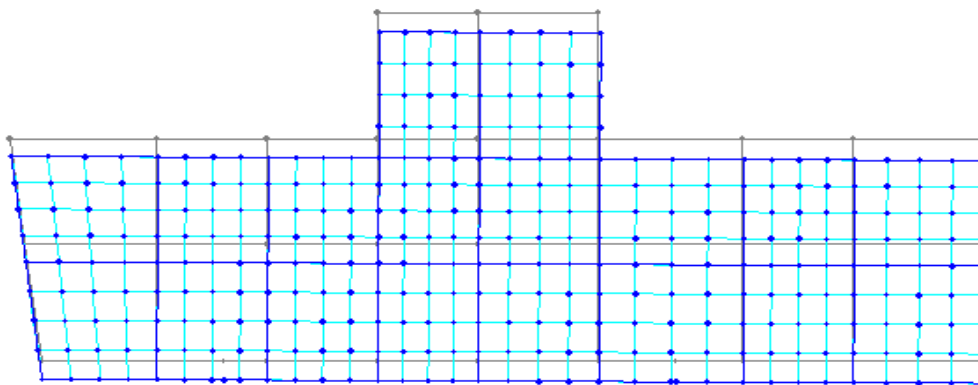
$$T_y = 1.3 \times 0.72 = 0.936s$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

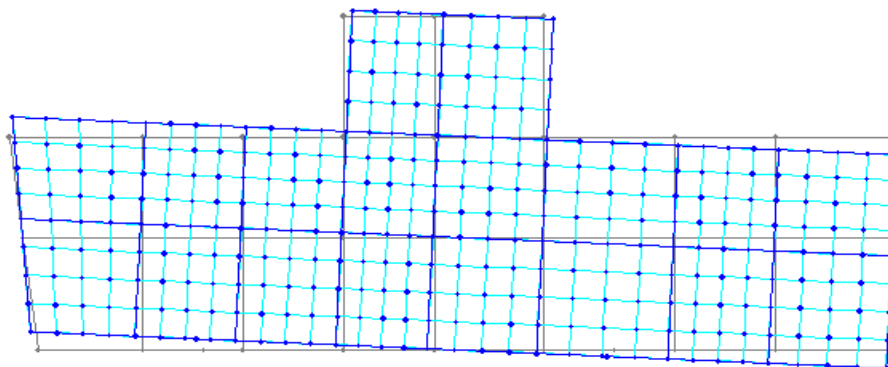
- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.548s) : translation suivant x-x'**



- **2^{ème} mode de déformation (T=0.457s) : translation selon y-y'**



- **3^{ème} Mode de déformation (T=0.398s) : rotation selon z-z'**



IV.3. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
5 ^{ème} Entre sol	37092.113	9844.063	86.74	13.26
4 ^{ème} Entre sol	34227.971	9243.413	86.50	13.50
3 ^{ème} Entre sol	30821.855	8757.176	85.80	14.20
2 ^{ème} Entre sol 1	27544.378	8088.822	85.32	14.68
1 ^{er} Entre sol	23992.630	7694.736	83.97	16.03
RDC	27002.861	6888.437	87.25	12.75
1 ^{er} Etage	21991.008	6404.053	85.44	14.56
2 ^{ème} étage	17566.026	5381.497	84.69	15.31
3 ^{ème} étage	13432.583	4309.436	83.96	16.04
4 ^{ème} étage	8965.755	3112.012	82.66	17.34
5 ^{ème} étage	4814.923	2651.818	72.47	27.53
Terrasse	2007,719	1253.355	68.79	31.21

Tableau IV.5 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

- **Sous charges horizontales**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
5 ^{ème} Entre sol	304.758	404.76	57,04	42,95	281.336	815.603	74,35	25,64
4 ^{ème} Entre sol	160.3	473.4	74,70	25,29	83.682	203.6	70,87	29,12
3 ^{ème} Entre sol	200.4	364.96	64,55	35,44	58.545	150.3	71,96	28,03
2 ^{ème} Entre sol	150.3	442.79	74,62	25,37	119.937	300.6	71,48	28,51
1 ^{er} Entre sol	181.875	512.8	73,81	26,18	106.817	512.8	73,10	26,89
RDC	1149.954	1175.7	50,55	49,44	564.103	290.3	64,14	35,85
1 ^{er} Etage	1144.939	1042.2	47,65	52,34	803.668	1009.3	65,70	34,29
2 ^{ème} étage	1136.434	806.01	42,35	57,64	790.448	1256.03	61,37	38,62
3 ^{ème} étage	1096.795	565.05	42,70	57,29	890.745	857.25	49,04	50,95
4 ^{ème} étage	766.744	571.52	26,86	73,13	469.294	800.4	63,03	36,96
5 ^{ème} étage	689.968	253.5	28,86	71,13	541.584	535.122	49,69	50,30
Terrasse	510.352	207.06	64,56	35,43	400.945	845.56	67,834	32,16

Tableau IV.6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée, sauf dans deux niveaux, ceci peut s'expliquer par l'irrégularité de la structure en élévation.

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

IV.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99 addenda 2003 (Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Cette vérification donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	N (KN)	ν	Observation
5 ^{ème} Entre sol	70×70	2073.1	0,16	vérifiée
4 ^{ème} Entre sol	70×70	1927.99	0,15	vérifiée
3 ^{ème} Entre sol	70×65	1784.83	0,15	vérifiée
2 ^{ème} Entre sol	70×65	1648.05	0,14	vérifiée
1 ^{er} Entre sol	60×65	1513.83	0,15	vérifiée
RDC	60×65	1314.59	0,13	vérifiée
1 ^{er} Etage	55×55	1120.93	0,14	vérifiée
2 ^{ème} étage	55×55	938.53	0,12	vérifiée
3 ^{ème} étage	55×55	759.49	0,10	vérifiée
4 ^{ème} étage	55×40	582.22	0,10	vérifiée
5 ^{ème} étage	55×40	387.94	0,07	Vérifiée
terrasse	55×40	211.11	0,03	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit

Il est à noter que les sections des différents poteaux ont été revues à la hausse pour que l'interaction soit vérifiée.

IV.5.Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 addenda2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 addenda 2003 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
35,93	2.89	10.11	9.17	0.945	2.89	3.2E-3	3.46	12.11	10.72	1.38	4.5 E-3
32,64	2.62	9.17	8.12	1.05	2.89	3.6E-3	3.06	10.72	9.27	1.45	4.7E-3
29,75	2.32	8.12	6.96	1.15	2.89	3.9E-3	2.65	9.27	7.77	1.50	4.9 E-3
26,56	1.99	6.96	5.63	1.33	2.89	4.6 E-3	2.22	7.77	6.22	1.54	5.1 E-3
23,97	1.61	5.63	4.36	1.27	2.89	4.3E-3	1.77	6.22	4.69	1.53	5.0 E-3
21,08	1.247	4.36	3.08	1.28	2.89	4.4 E-3	1.34	4.69	3.25	1.43	4.7 E-3
18,19	0.88	3.08	1.95	1.12	2.89	3.8 E-3	0.93	3.25	2.00	1.24	4.0 E-3
15,3	0.558	1.95	1.18	0.77	3.06	2.5 E-3	0.57	2.00	1.16	0.84	2.7 E-3
12,24	0.338	1.18	0.65	0.52	3.06	1.7 E-3	0.33	1.16	0.59	0.57	1.8 E-3
9,18	0.187	0.65	0.28	0.37	3.06	1.2 E-3	0.17	0.59	0.22	0.37	1.2 E-3
6,12	0.081	0.28	0.078	0.20	3.06	6.7 E-4	0.064	0.22	0.046	0.17	5.7 E-4
3,06	0.0224	0.078	0	0.07	3.06	2.7 E-4	0.013	0.046	0	0.04	1.5 E-4

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.54\text{cm} < 1\% \times h_e = 2.8\text{cm}.$$

▪ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99 addenda 2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

- Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
35,93	289	610,89	0.945	315,01	0,006	1.38	215,04	0,013
32,64	289	2025,41	1.05	402,2	0,018	1.45	432,62	0,023
29,75	289	1056,02	1.15	320,54	0,013	1.50	290,40	0,018
26,56	289	3310,68	1.33	520,9	0,029	1.54	656,81	0,026
23,97	289	2031,3	1.27	380,81	0,023	1.53	403,83	0,026
21,08	289	5210,57	1.28	727,4	0,031	1.43	920,02	0,028
18,19	289	3034,49	1.12	489,06	0,024	1.24	510,90	0,025
15,3	306	6520,92	0.77	852,35	0,019	0.84	1120,20	0,015
12,24	306	3640,85	0.52	638,02	0,009	0.57	642,32	0,010
9,18	306	8612,05	0.37	909,93	0,011	0.37	1230,40	0,008
6,12	306	4671,02	0.20	806,07	0,003	0.17	720,36	0,003
3,06	306	15720,24	0.07	1600,7	0,002	0.04	1710,80	0,001

Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P- Δ .

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

V. CONCLUSION

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même qu'en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Chapitre V:
Calcul des Eléments
Principaux

I. INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

II. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
 - 2) $G+Q$
 - 3) $G+Q+E$
 - 4) $G+Q-E$
 - 5) $0.8G+E$
 - 6) $0.8G-E$
- RPA99 addenda2003 (Article 5.2)*

II.1. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

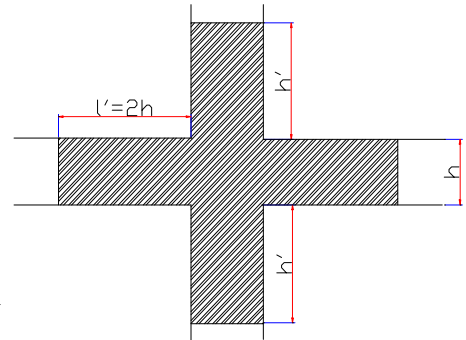


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du *RPA99 addenda 2003* sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
4 ^{ème} et 5 ^{ème} entre Sol	70×70	39.2	196	294
3 ^{ème} , 2 ^{ème} , 1 ^{ère} entre sol	70×65	36.4	182	273
RDC, 1 ^{ère} Etage	65×60	31.2	156	234
1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	55×55	24.20	121	181.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant	55×40	17.6	88	132

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99addenda 2003(Art : 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

II.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	M_{Max}, N_{cor}			$N_{Max}; M_{cor}$			N_{Min}, M_{cor}			V KN
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	Com	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	Com	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	Com	
70×70	219.45	-1575.09	3	2491.4	-205.15	4	-1685.48	82.94	3	302.69
70×65	-61.85	1354.5	4	2101.28	18.6	1	-287.92	18.84	5	56.57
65×600	109	292.32	3	1370.8	15.03	1	-183.40	13.22	5	78.31
55×55	-49.46	47.15	3	275.08	-17.08	3	-120.07	3.39	5	69.16
55×40	80	73.38	3	249.51	20.48	3	-109.63	2.17	5	53.77

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

II.3. Ferrailage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par le logiciel SOCOTEC et celui du SAP2000.

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm^2	A_{min} (RPA) cm^2	A_{cal} (SAP2000) cm^2	A_{cal} (Secotec) cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2
4 ^{ème} et 5 ^{ème} entre Sol	70×70	39.2	15.76	42.60	4HA25+8HA20=44.70
3 ^{ème} , 2 ^{ème} entre sol	70×65	20.56	9.41	07.20	8HA20=25.13
1 ^{ère} entre sol ,RDC,	65×60	18.77	8.67	4.58	4HA20+4HA16=20.61
1 ^{ème} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	55×55	17.83	7.30	3	4HA20+4HA16=20.61
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage Courant	55×40	17.6	7.30	3	4HA20+4HA16=20.61

Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

	Section (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (cm)	λg	Vu (KN)	l_r	$S_t 1$ (cm)	$S_t 2$ (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
5 ^{ème} entr S	70*70	2	214.2	3.06	302.69	80	15	8	3.78	3.8	6HA8=4.71
4 ^{ème} entr S	70*70	2	214.2	3.06	302.69	80	15	8	3.78	2.92	6HA8=4.71
3 ^{ème} entr S	70*65	2	214.2	3.29	56.57	80	20	8	0.77	2.9	4HA8=3.14
2 ^{ème} ent S	70*65	2	214.2	3.29	56.57	80	20	8	0.77	2.9	4HA8=3.14
1 ^{ère} entr S	65*60	2	214.2	3.57	56.57	80	20	8	3.78	1.56	4HA8=3.14
RDC	65*60	2	214.2	3.57	56.57	80	15	8	3.78	1.56	6HA8=4.71
1 ^{ère} étage	55*55	1.6	202.3	3.67	78.31	64	20	10	1.47	2.85	4HA8=3.14
2 ^{ème} étage	55*55	1.6	202.3	3.67	78.31	64	20	10	1.47	2.85	4HA8=3.14
3 ^{ème} étage	55*55	1.6	202.3	3.67	78.31	64	20	10	1.47	2.85	4HA8=3.14
4 ^{ème} étage	55*40	1.4	202.3	5.05	69.16	56	20	10	1.44	2.08	4HA8=3.14
5 ^{ème} étage	55*40	1.4	202.3	5.05	69.16	56	20	10	1.44	2.08	4HA8=3.14
6 ^{ème} étage	55*40	1.4	202.3	5.05	69.16	56	20	10	1.44	3.08	4HA8=3.14

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$

II. 4. Vérification

a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du Sous-sol).

Exemple de calcul

$$l_0 = 3.06m \text{ et } N_{\max} = 1685.48KN.$$

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

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

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.632m$)

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2} = \left(\frac{0.6^2}{12} \right)^{1/2}$$

$$\Rightarrow i = 0.17m$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{1.82}{0.17} = 10.50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{10.50}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.835.$$

$$B_r = (a - 3) \times (b - 3) = (0.6 - 0.03) \times (0.6 - 0.03) = 0.2916m^2$$

$$N_U = 0.835 \times \left[\frac{0.2916 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 44.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 9270.43KN$$

$$N_{\max} = 1685.48KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
5 ^{ème} entre sol	70×70	3.06	2.14	0.20	10.7	0.835	44.70	2916	1685.48	9270.43
3 ^{ème} entre sol	70×655	3.06	2.14	0.20	10.7	0.829	25.10	2401	287.92	7194.79
RDC	65×60	3.06	2.14	0.187	11.44	0.825	20.60	1936	183.40	5783.40
3 ^{ème} Etage courant	55×55	2.89	2.02	0.158	12.78	0.819	20.60	1521	120.07	4657.57
6 ^{ème} Etage courant	55×40	2.89	2.02	0.158	12.78	0.819	20.60	1521	120.07	4657.57

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

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.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

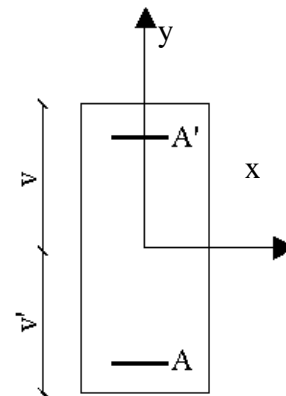


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	ν (cm)	ν' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
ème entr S	70*70	54.00	44.70	33.76	26.24	0.0077	1767.36	5.21	5.14	15
4ème entr S	70*70	54.00	44.70	33.76	26.23	0.0077	1727.07	5.78	5.05	15
3ème entr S	70*65	49.50	25.10	29.93	25.06	0.0049	1533.99	13.55	5.90	15
2ème ent S	70*65	49.50	25.10	29.93	25.06	0.0049	1353.48	11.05	5.15	15
1ère entr S	65*60	49.50	25.10	29.93	25.06	0.0049	1174.93	13.10	4.68	15
RDC	65*60	54.00	44.70	33.76	26.23	0.0077	1000.87	11.05	3.26	15
1ère étage	55*55	45.00	20.60	27.20	22.79	0.0033	831.97	11.33	4.25	15
2ème étage	55*55	45.00	20.60	27.20	22.79	0.0033	666.91	11.49	3.60	15
3ème étage	55*55	40.50	20.60	24.88	20.11	0.0023	503.55	9.07	3.46	15
4ème étage	55*40	40.50	20.60	24.88	20.11	0.0023	343.78	9.09	2.68	15
5ème étage	55*40	40.50	20.60	24.88	20.11	0.0023	216.51	10.95	2.25	15
terrasse	55*40	40.50	20.60	24.88	20.11	0.0023	42.45	31.02	3.55	15

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon *le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

:

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
5 ^{ème} entr S	70*70	1.82	3.03	0.04	54.00	302.69	0.934	1.00
4 ^{ème} entr S	70*70	2.26	3.77	0.04	54.00	302.69	0.934	1.00
3 ^{ème} entr S	70*65	1.96	3.56	0.04	49.50	56.57	0.208	1.00
2 ^{ème} entr S	70*65	1.96	3.56	0.04	49.50	56.57	0.208	1.00
1 ^{ère} entr S	65*60	1.96	3.56	0.04	49.50	56.57	0.208	1.00
RDC	65*60	2.94	4.90	0.04	54.00	302.69	0.934	1.00
1 ^{ère} étag	55*55	1.96	3.92	0.04	45.00	78.31	0.348	1.00
2 ^{ème} étag	55*55	1.96	3.92	0.04	45.00	78.31	0.348	1.00
3 ^{ème} étag	55*55	1.96	4.36	0.04	40.50	69.16	0.379	1.00
4 ^{ème} étag	55*40	1.96	4.36	0.04	40.50	69.16	0.379	1.00
5 ^{ème} étag	55*40	1.96	4.36	0.04	40.50	69.16	0.379	1.00
Terrasse	55*40	1.48	3.30	0.04	40.50	69.16	0.379	1.00

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

II.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- Sous – Sol 5^{ème}, 4^{ème}, 3^{ème}, 2^{ème}, 1^{ère} entresol :

$$L' = 2 \times 45 = 90cm$$

$$h' = \max(43.33; 60; 60; 60cm) = 60cm.$$

- RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage :

$$L' = 90cm$$

$$h' = 60cm.$$

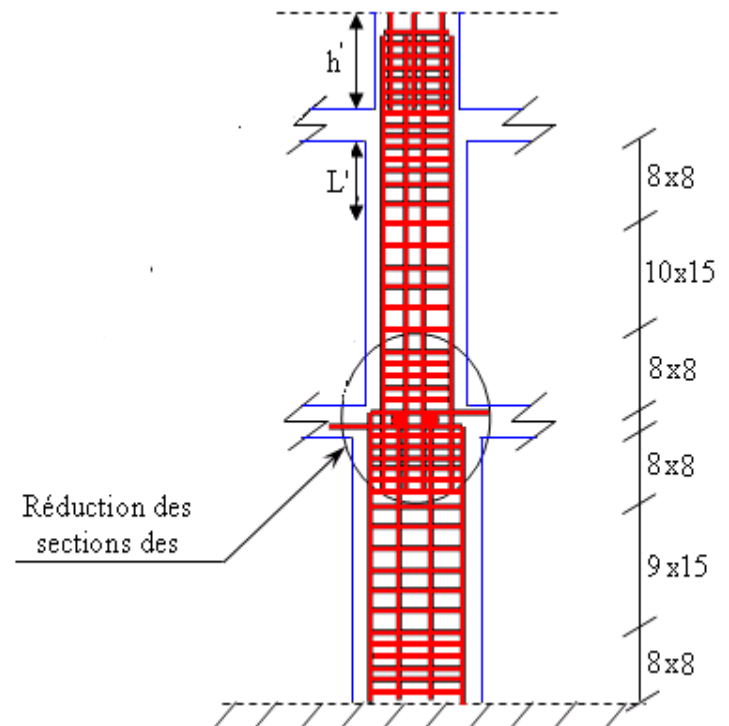


Figure V.3 : Dispositions des armatures des poteaux

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

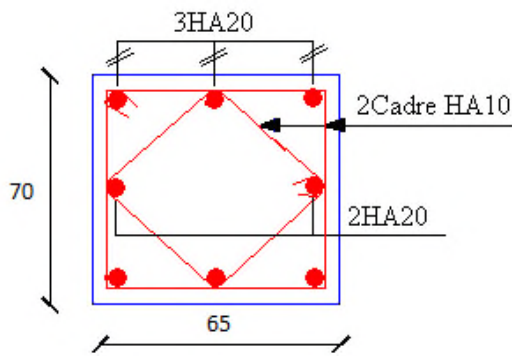


Figure V.5 : Schéma du ferrailage des poteaux (3^{ème}, 2^{ème} entre sol) Entre sol

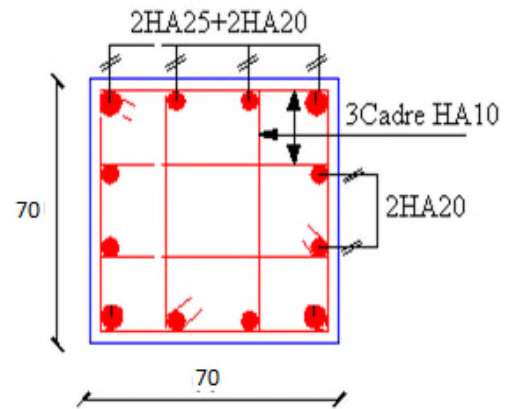


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (4^{ème} et 5^{ème} entre sol)

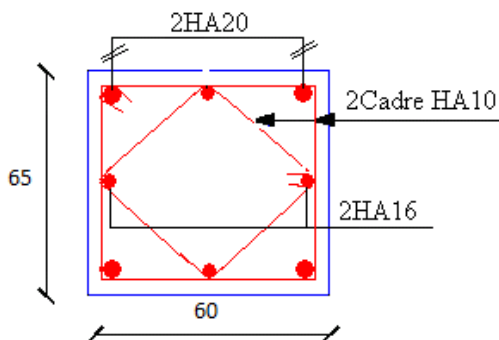


Figure V.6 : Schéma du ferrailage des poteaux 1^{ère} entre sol et RDC)

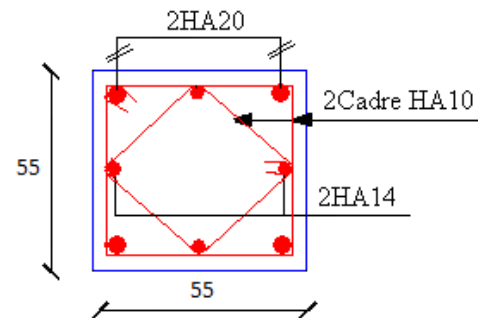


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux (1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} Etage)

III. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99 addenda 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 addenda2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99addenda 2003 (Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

III.1. Recommandation du RPA99

a) Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99addenda 2003(article 7.5.1)}$$

b) Ferrailage

▪ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre 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.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeuds.

▪ 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 :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{La hauteur de la poutre}$$

- 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.

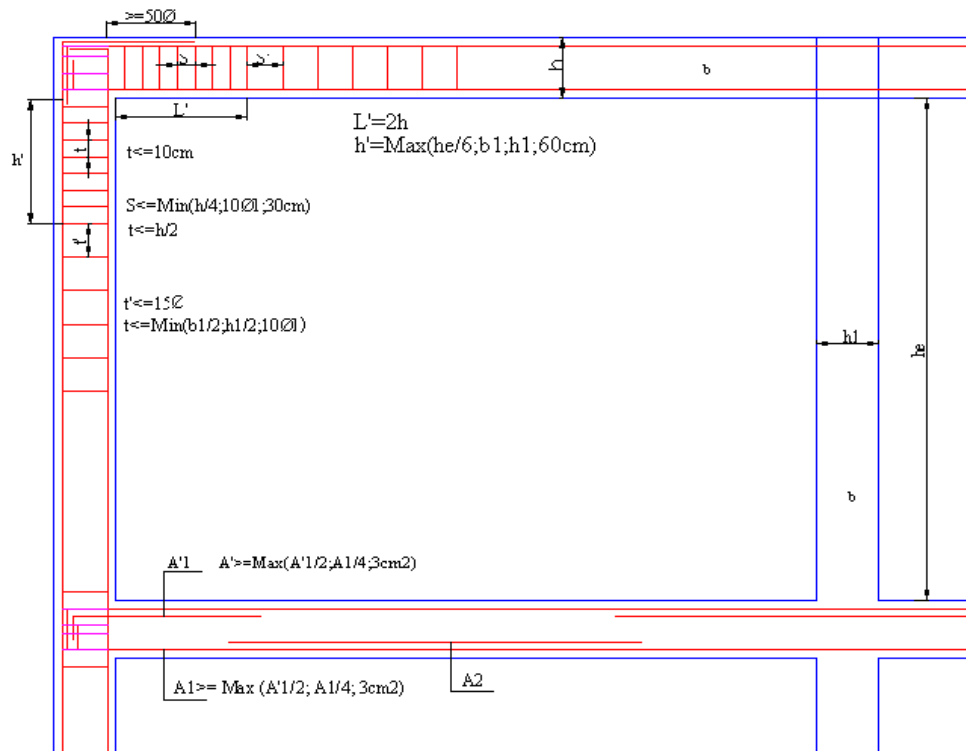


Figure V.8 : Dispositions constructives

III.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) 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}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
5 ^{ème} entr S Parking	Principale	45×35	Appui	12.42	7.875	3HA20+3HA12=12.82
			Travée	9.32		3HA20=9.42
	Secondaire	30×25	Appui	9.38	3.75	3HA16+3HA12=9.42
			Travée	7.48		3HA20=9.42
	Palière	25×25	Appui	4.18	3.125	3HA16=6.03
			Travée	2.53		3HA16=6.03
Etages courants	Principale	45×35	Appui	10.58	7.875	3HA14+3HA16=10.65
			Travée	9.22		3HA20=9.42
	Secondaire	30×25	Appui	4.68	3.75	3HA10+3HA12=5.75
			Travée	3.94		3HA14=6.03
	Palière	25×25	Appui	3.35	3.125	3HA14=6.03
			Travée	2.44		3HA14=6.03
Terrasse	Principale	45×35	Appui	5.71	7.875	3HA14+3HA12=9.42
			Travée	3.71		3HA20=9.42
	Secondaire	30×25	Appui	3.79	3.75	3HA10+3HA12=5.75
			Travée	2.58		3HA14=6.03
	Palière	25×25	Appui	1.53	3.125	3HA14=6.03
			Travée	1.42		3HA14=6.03

Tableau V.8: Ferrailage des poutres

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

▪ **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{25}{10}\right) = \min(1.2; 1.00; 2.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99addenda 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}, 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t=10\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t=8\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t=15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$; Soit : $S_t=15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.57\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3. Vérifications

a) Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99

Poutres principales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 35 = 63\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 35 = 94.5\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

Les longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

b) A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	170.85	1.02	Vérifiée
Poutres secondaires	130.94	1.36	Vérifiée
Poutres palières	101.69	1.06	Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \text{ donc : Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[170.85 - \frac{170.01}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -8.01 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 170.85 \times 10^{-3}}{400} = 4.91 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[130.94 - \frac{125.24}{0.9 \times 0.32} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -8.37 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 130.94 \times 10^{-3}}{400} = 3.76 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres palières

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 101.69 \times 10^{-3}}{400} = 2.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) À l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite 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 la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	116.95	60008.37	15.65	3.05	15
	Travées	61.44	44651.47	14.05	1.93	15
Poutres secondaires	Appuis	35.92	26672.18	13.27	1.78	15
	Travées	19.01	23391.64	12.66	1.02	15
Poutres palières	Appuis	7.68	16623.01	11.19	0.51	15
	Travées	3.30	16623.01	11.19	0.22	15

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte limite de béton

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{430} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{61.44}{10 \times 155.93} = 0.039 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{390} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.01}{10 \times 47.90} = 0.040 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres

Exemple de ferrailage d'une poutre principale du 5^{ème} sous sol :

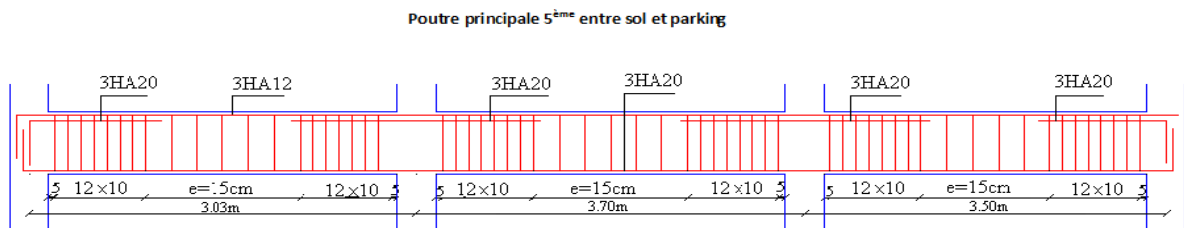


Figure V .9 : schémas du ferrailage d'une poutre principale du sous sol et parking

III.5. Schémas de ferrailage des poutres

Le schéma de ferrailage adopté pour les poutres palières est celui représenté dans le chapitre III. Les schémas de ferrailage des autres types de poutres sont représentés dans schémas ci après :

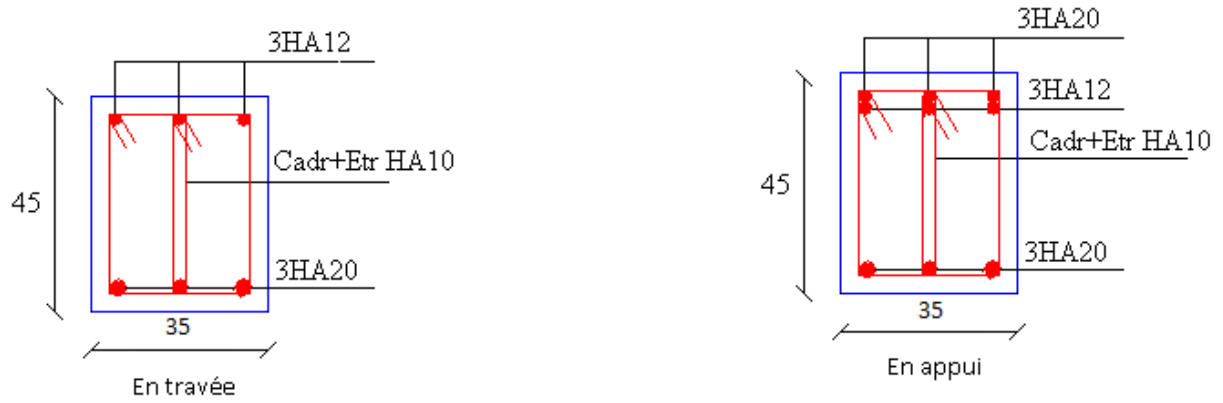


Figure V.10 : Schéma du ferrailage des poutres principales 5^{ème}entr Sol et parking

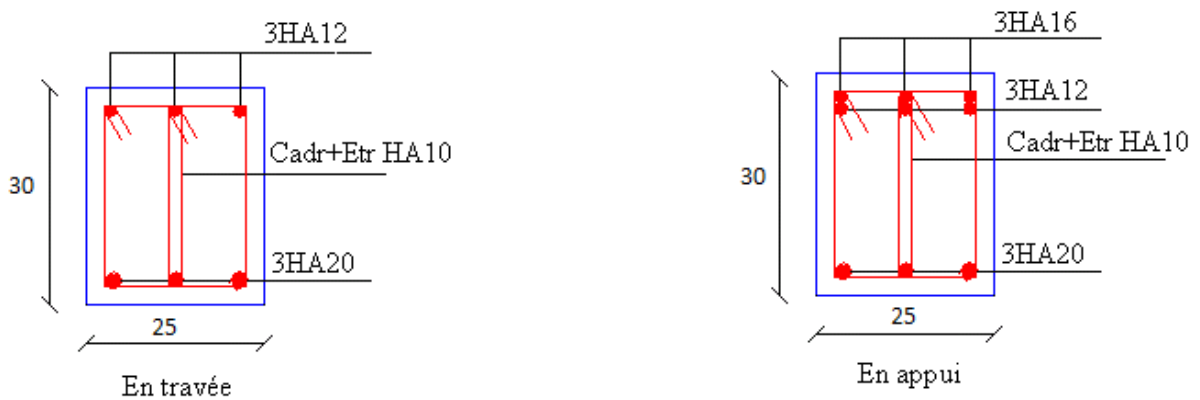


Figure V.11 : Schéma du ferrailage des poutres secondaires 5^{ème}entr Sol et Parking

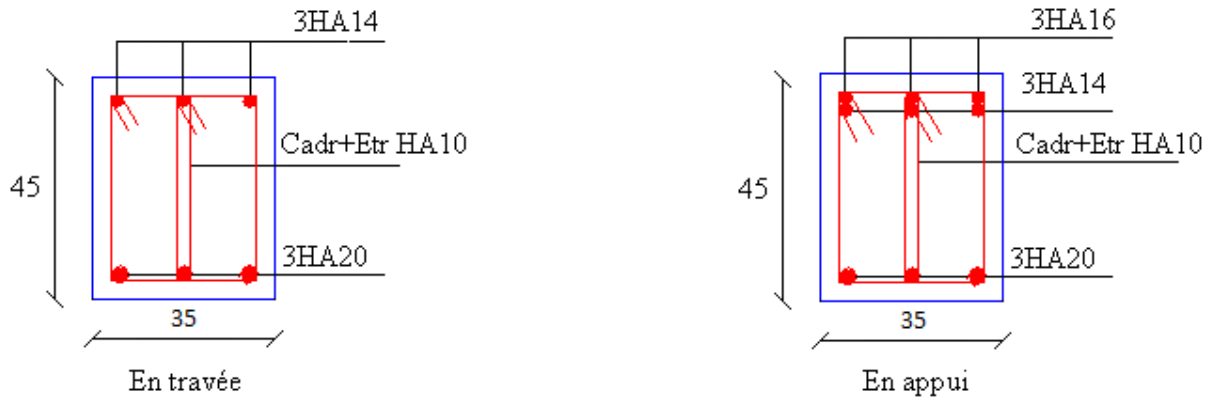


Figure V.12 : Schéma du ferrailage des poutres principales d'étage courant

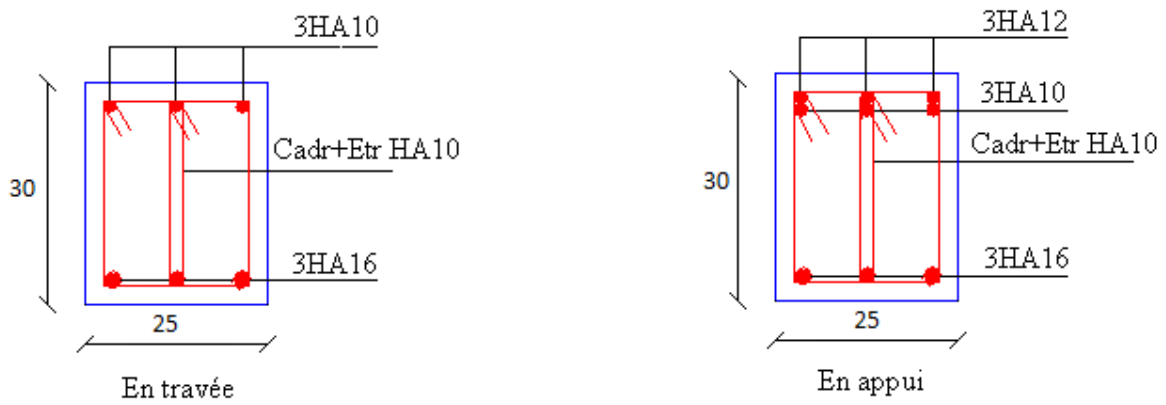


Figure V.13 : Schéma du ferrailage des poutres secondaire d'étage courant

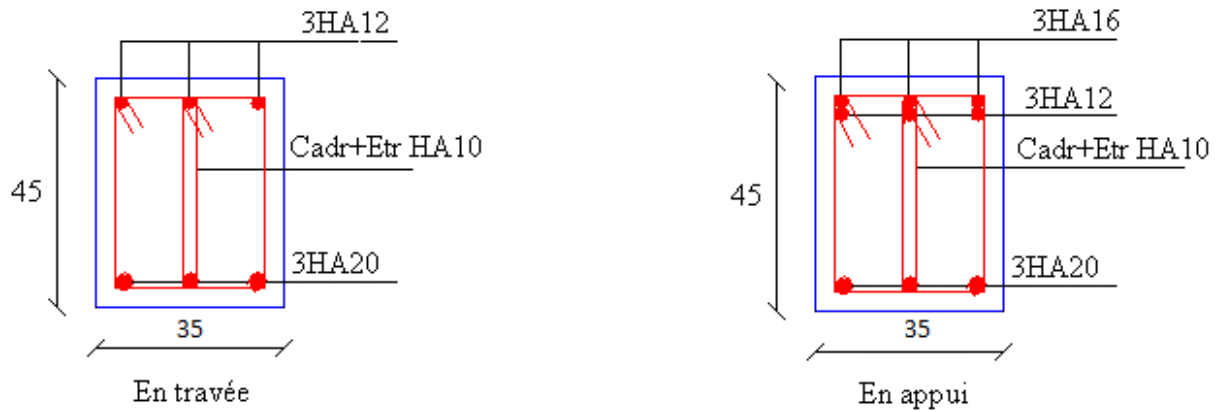


Figure V.14 : Schéma du ferrailage des poutres principales d'étage terrasse

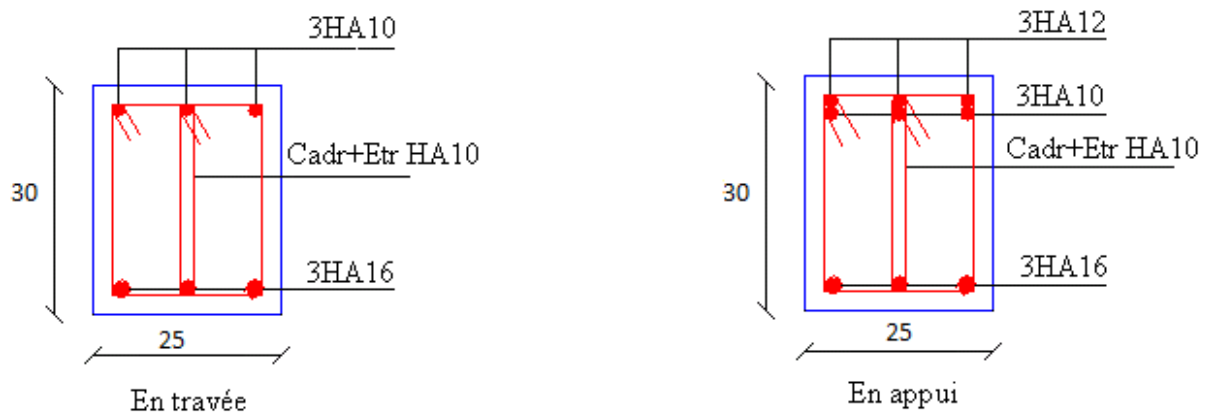


Figure V.15 : Schéma du ferrailage des poutres secondaires d'étage terrasse

Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

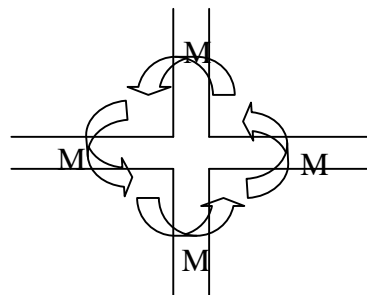


Figure V.16 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
5 ^{ème} entre sol + 4 ^{ème} entre sol	70×70	0.51	44.70	793.34
3 ^{ème} entre sol	70×65	0.468	25.10	408.67
RDC	65×60	0.425	20.60	304.67
2 ^{ème} Etage courant	55×55	0.383	20.60	274.21
5 ^{ème} Etage courant	55×40	0.343	18.80	260.41

Tableau V.11 : Moments résistant dans les poteaux

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	M_R (KN.m)
5 ^{ème} entre sol + 4 ^{ème} entre sol	Sens yy	61,24	72,24	166,85	793.34
	Sens xx	10,22	134,32	180,68	793.34
3 ^{ème} entre sol	Sens yy	30,10	43,13	91,54	408.67
	Sens xx	22,45	15,87	47,90	408.67
RDC	Sens yy	35,76	28,39	80,19	304.67
	Sens xx	8,18	3,94	15,15	304.67
3 ^{ème} Etage	Sens yy	82,23	23,56	132,24	274.21
	Sens xx	7,36	32,00	49,20	274.21
5 ^{ème} Etage	Sens yy	82,23	23,56	132,24	260.41
	Sens xx	7,36	32,00	49,20	260.41

Tableau V.12 : Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

IV. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

IV.1. Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaire contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile
 $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

- **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

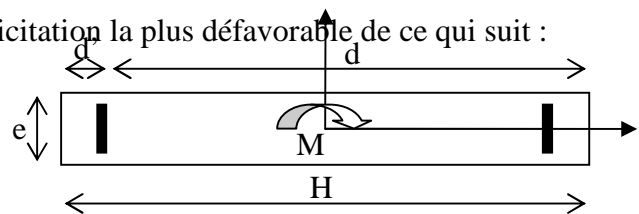


Fig. V.17 : Schéma d'un voile pleine

$K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{\text{BAEL}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{\text{RPA}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adpt}}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Voile A : (voir la figure IV pour le repérage des voiles)

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	400	400	400	400
B (cm)	20	20	20	20
$M (KN.m)$	34.66	81.69	48.07	34.05
$N (KN)$	302.62	395.53	328.27	195.61
$V (KN)$	21.39	30.91	53.83	48.42
$\tau_U \text{ Mpa}$	0.14	0.20	0.35	0.32
$Av \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	7.57	6.91	5.27	4.89
$Av \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	3.30	3.30	3.30	3.30
$Av \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	7.92	7.92	5.50	5.50
$N^{barre}/face$	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
$S_i (cm)$	15	15	15	15
$Ah \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	1.98	1.98	1.37	1.37
$Ah \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	1.5	1.35	1.35	1.35
$Ah \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	2.51	3.02	3.02	3.02
$N^{barre}/face$	5HA8	6HA8	6HA8	6HA8
$S_i (cm)$	20	18	18	18

Tableau V.13 : Résultats du ferrailage des voiles A,B,C,D

Voile B :(voir la figure IV pour le repérage des voiles)

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	400	400	400	400
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	34.66	81.69	48.07	34.05
N (KN)	302.62	395.53	328.27	195.61
V(KN)	21.39	30.91	53.83	48.42
τ_U Mpa	0.14	0.20	0.35	0.32
Av cal/face (cm ²)	7.57	6.91	5.27	4.89
Av min/face (cm ²)	3.30	3.30	3.30	3.30
Av adop/face (cm ²)	7.92	7.92	5.50	5.50
N ^{barre} /face	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.98	1.98	1.37	1.37
Ah min/face(cm ²)	1.5	1.35	1.35	1.35
Ah adop/face (cm ²)	2.51	3.02	3.02	3.02
N ^{barre} /face	5HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S _t (cm)	20	18	18	18

Tableau V.13 : Résultats du ferrailage des voiles A,B,C,D

Voile C :(voir la figure IV pour le repérage des voiles)

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	400	400	400	400
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	34.66	81.69	48.07	34.05
N (KN)	302.62	395.53	328.27	195.61
V(KN)	21.39	30.91	53.83	48.42
τ_U Mpa	0.14	0.20	0.35	0.32
Av cal/face (cm ²)	7.57	6.91	5.27	4.89
Av min/face (cm ²)	3.30	3.30	3.30	3.30
Av adop/face (cm ²)	7.92	7.92	5.50	5.50
N ^{barre} /face	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.98	1.98	1.37	1.37
Ah min/face(cm ²)	1.5	1.35	1.35	1.35
Ah adop/face (cm ²)	2.51	3.02	3.02	3.02
N ^{barre} /face	5HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S _t (cm)	20	18	18	18

Tableau V.13 : Résultats du ferrailage des voiles A,B,C,D

Voile D :(voir la figure IV pour le repérage des voiles)

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	400	400	400	400
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	34.66	81.69	48.07	34.05
N (KN)	302.62	395.53	328.27	195.61
V(KN)	21.39	30.91	53.83	48.42
τ_U Mpa	0.14	0.20	0.35	0.32
Av cal/face (cm ²)	7.57	6.91	5.27	4.89
Av min/face (cm ²)	3.30	3.30	3.30	3.30
Av adop/face (cm ²)	7.92	7.92	5.50	5.50
N ^{barre} /face	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.98	1.98	1.37	1.37
Ah min/face(cm ²)	1.5	1.35	1.35	1.35
Ah adop/face (cm ²)	2.51	3.02	3.02	3.02
N ^{barre} /face	5HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S _t (cm)	20	18	18	18

Tableau V.13 : Résultats du ferrailage des voiles A,B,C,D

Voile E :

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	200	200	200	200
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	100.50	113.40	367.95	89.88
N (KN)	841.08	738.40	382.98	423.00
V (KN)	66.47	62.54	237.30	90.85
τ_U Mpa	0.27	0.24	0.94	0.36
Av cal /face (cm ²)	11.96	10.86	10.07	6.58
Av min/face (cm ²)	5.40	5.40	5.40	5.40
Av adop/face (cm ²)	12.44	12.44	12.44	8.64
N ^{barre} /face	11HA12	11HA12	11HA12	11HA10
S _t (cm)	17	12	12	17
Ah cal/face (cm ²)	3.11	3.11	3.11	2.16
Ah min/face (cm ²)	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah adop/face (cm ²)	3.93	3.93	3.93	2.51
N ^{barre} /face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.14 : Résultats du ferrailage des voiles E,F

Voile F :

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	200	200	200	200
B (cm)	20	20	20	20
<i>M (KN.m)</i>	100.50	113.40	367.95	89.88
<i>N (KN)</i>	841.08	738.40	382.98	423.00
<i>V (KN)</i>	66.47	62.54	237.30	90.85
τ_U Mpa	0.27	0.24	0.94	0.36
<i>Av cal/face (cm²)</i>	11.96	10.86	10.07	6.58
<i>Av min/face (cm²)</i>	5.40	5.40	5.40	5.40
<i>Av adop/face (cm²)</i>	12.44	12.44	12.44	8.64
<i>N^{barre}/face</i>	11HA12	11HA12	11HA12	11HA10
<i>S_t (cm)</i>	17	12	12	17
<i>Ah cal/face (cm²)</i>	3.11	3.11	3.11	2.16
<i>Ah min/face (cm²)</i>	1.5	1.5	1.5	1.5
<i>Ah adop/face (cm²)</i>	3.93	3.93	3.93	2.51
<i>N^{barre}/face</i>	5HA10	5HA10	5HA10	5HA8
<i>S_t (cm)</i>	20	20	20	20

Tableau V.14 : Résultats du ferrailage des voiles E,F

Voile G:

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	180	180	180	180
B (cm)	20	20	20	20
<i>M (KN.m)</i>	125.52	127.57	324.07	114.55
<i>N (KN)</i>	913.30	562.72	407.98	507.66
<i>V (KN)</i>	62.73	52.73	180.00	60.41
τ_U Mpa	0.24	0.20	0.70	0.22
<i>Av cal/face (cm²)</i>	13.17	8.82	9.40	7.95
<i>Av min/face (cm²)</i>	5.55	5.55	5.55	5.55
<i>Av adop/face (cm²)</i>	13.57	9.42	9.42	9.42
<i>N^{barre}/face</i>	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
<i>S_t (cm)</i>	17	17	17	17
<i>Ah cal/face (cm²)</i>	3.39	2.35	2.35	2.35
<i>Ah min/face (cm²)</i>	1.5	1.5	1.5	1.5
<i>Ah adop/face (cm²)</i>	3.93	2.51	2.51	2.51
<i>N^{barre}/face</i>	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
<i>S_t (cm)</i>	20	20	20	20

Tableau V.15 : Résultats du ferrailage des voiles G,H

Voile H :

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} entre sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	180	180	180	180
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	125.52	127.57	324.07	114.55
N (KN)	913.30	562.72	407.98	507.66
V (KN)	62.73	52.73	180.00	60.41
τ_U Mpa	0.24	0.20	0.70	0.22
Av cal /face (cm ²)	13.17	8.82	9.40	7.95
Av min/face (cm ²)	5.55	5.55	5.55	5.55
Av adop/face (cm ²)	13.57	9.42	9.42	9.42
N ^{barre} /face	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
S _t (cm)	17	17	17	17
Ah cal/face (cm ²)	3.39	2.35	2.35	2.35
Ah min/face (cm ²)	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah adop/face (cm ²)	3.93	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.15 : Résultats du ferrailage des voiles G,H

Voile I :

Niveau	5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} 2 ^{ème} , entre sol	RDC et 1 ^{ère} sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage courant	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage courant
L (cm)	360	360	360	360
B (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	131.97	95.68	108.34	208.65
N (KN)	775.88	732.40	592.95	376.38
V(KN)	838.06	159.26	137.11	65.00
τ_U Mpa	2.98	0.56	0.50	0.22
Av cal /face (cm ²)	11.40	10.39	8.51	7.39
Av min/face (cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00
Av adop/face (cm ²)	12.44	12.44	8.64	8.64
N ^{barre} /face	11HA12	11HA12	11HA10	11HA10
S _t (cm)	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	3.11	3.11	2.16	2.16
Ah min/face(cm ²)	1.125	1.125	1.50	1.50
Ah adop/face (cm ²)	3.52	3.52	2.51	2.51
N ^{barre} /face	7HA8	7HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	15	15	20	20

Tableau V.16 : Résultats du ferrailage du voile I

IV.3. Exemple d'un schéma du ferrailage du voile : Niveau (5^{ème} , 4^{ème} , 3^{ème} 2^{ème} , entre sol) (sens xx)

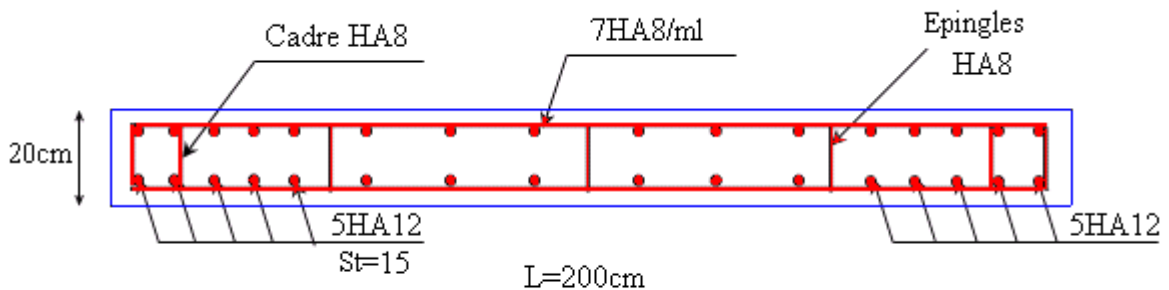


Figure V.18 : Schéma de ferrailage du voile I au niveau de RDC.

V. CONCLUSION

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par deux logiciels de calcul (Sap, Socotec) et celui donnée par le RPA. Il est noter que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrailés en utilisant les sollicitations obtenus par le logiciel Sap2000.

Les voiles de contreventement on été calculé à la flexion composée grâce au deux logiciel (Sap2000 et Socotec).

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitres VI: Etude des Fondations

I. INTRODUCTION

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puit)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel (radier général), ancrées à 3.70 m, de profondeur par rapport à la cote de terrain naturel, et un taux de travail de 1,7 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

N : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

II.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires 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 : $N=2073.11\text{KN}$

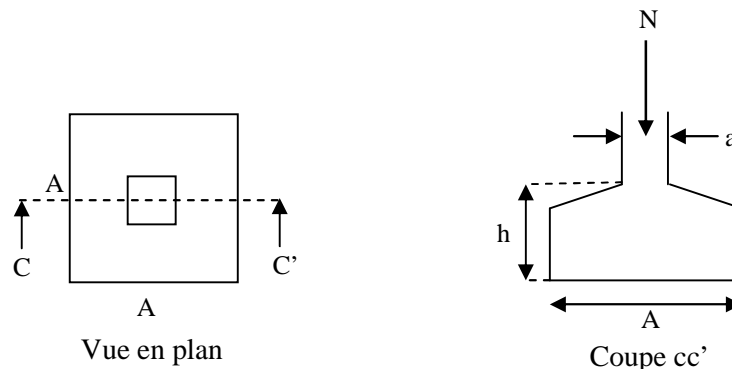


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.074}{0.17}} = 3.49 \text{ m}$$

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 conduit à vérifier les semelles filantes.

II.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 9 poteaux.

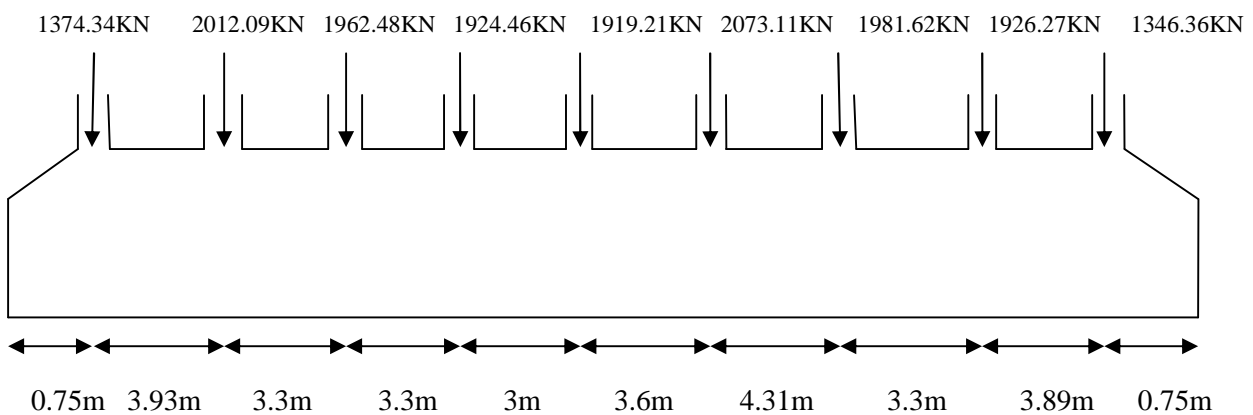


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 16519.94KN$$

$$L = 30.13m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{16.519}{0.17 \times 30.13} = 3.22m$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures

III. Radier général :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

III.1. Pré dimensionnement

Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{max} = 483 - 70 = 413cm \Rightarrow h_r \geq 41.3cm$$

a) Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.13^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 56.32 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 60 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 48581.36 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{48.581}{0.17} = 285.77 \text{ m}^2.$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 427.65 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un radier sans débordement .

III.2. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.70 m

S : surface totale du bâtiment = 427.65m²

γ : Poids volumique 20kN/m³

$$P = 1.5 \times 3.70 \times 427.65 \times 20 = 47469.15 \text{KN} < N = 48581.36 \text{KN}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

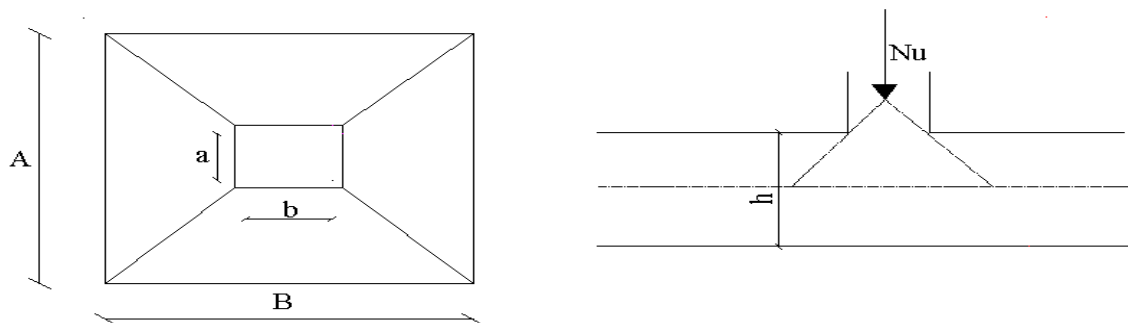


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

$$\text{Il faut vérifier que : } N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BEAL, A.5.2.42})$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5.2\text{m}$.

$$N = 2073.11 \text{KN}$$

$$N_u = 2.07 \text{MN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 3.05 \text{MN}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_U = \frac{48581.36 \times 4.13 \times 1}{2 \times 427.65} = 234.58 \text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{234.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.43 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}. \text{ Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N=48581.13\text{KN}$ et $M_y=18642.12\text{KN.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 15.62 \text{m}$$

$$Y_g = 10.56 \text{m}$$

$$I_{xx} = 3026.51 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 10120.23 \text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{48.58113}{473.38} + \frac{18.642 \times 15.62}{10120.23} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.58113}{473.38} - \frac{18.642 \times 15.62}{10120.23} = 0.07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.15 + 0.11}{4} = 0.115 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.17 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N=48581.13\text{Kn}$ et $M_x=23176.59\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{48.58113}{473.38} + \frac{23.176 \times 10.56}{3026.51} = 0.18\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.58113}{473.38} - \frac{23.176 \times 10.56}{3026.51} = 0.02\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.18 + 0.02}{4} = 0.14\text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.17\text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens yy: } e = \frac{18642.12}{48581.13} = 0.38\text{m} \leq \frac{16.20}{4} = 4.05\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{23176.59}{48581.13} = 0.47\text{m} \leq \frac{29.53}{4} = 7.38\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{61139.405}{473.38} = 129.15\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{44653.74}{473.38} = 94.32\text{KN} / \text{m}^2$$

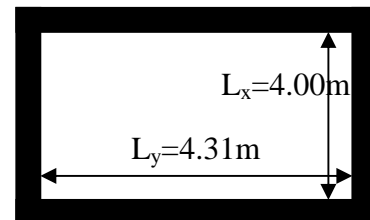


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

▪ ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 113.65 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 69.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 96.60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 59.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -56.82 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -34.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{129.15 \times 4}{2} = 258.3 \text{ KN}$$

▪ **ELS** ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 108.10 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 78.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 91.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 66.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -54.05 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -39.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.60) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	46.61	9.34	4.97	4HA14=6.16	33
	En appuis	-27.42	3.28		5HA12=5.65	25
Sens yy	En travée	28.60	9.43	4.8	5HA12=5.65	25
	En appuis	-16.82	3.19		5HA12=5.65	25

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

C. Vérifications a l'ELS

a) État limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	101.23	6.16	7.70	1.7	Vérifiée
	En appuis	-22.46	5.65	7.70	1.05	Vérifiée
Sens yy	En travée	27.67	5.65	7.70	1.29	Vérifiée
	En appuis	-16.28	5.65	7.70	4.2	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

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

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σs(MPa)	Observation
Sens xx	En travée	101.23	6.16	7.70	241.3	Non Vérifiée
	En appuis	-22.46	5.65	7.70	110.23	Vérifiée
Sens yy	En travée	27.67	5.65	7.70	240.23	Non Vérifiée
	En appuis	-16.28	5.65	7.70	120.25	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

La contrainte de l'acier σ_s en travée selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

Soit : $A_t^x = 6HA14 = 9.24cm^2$
 $A_t^y = 6HA12 = 6.79cm^2$

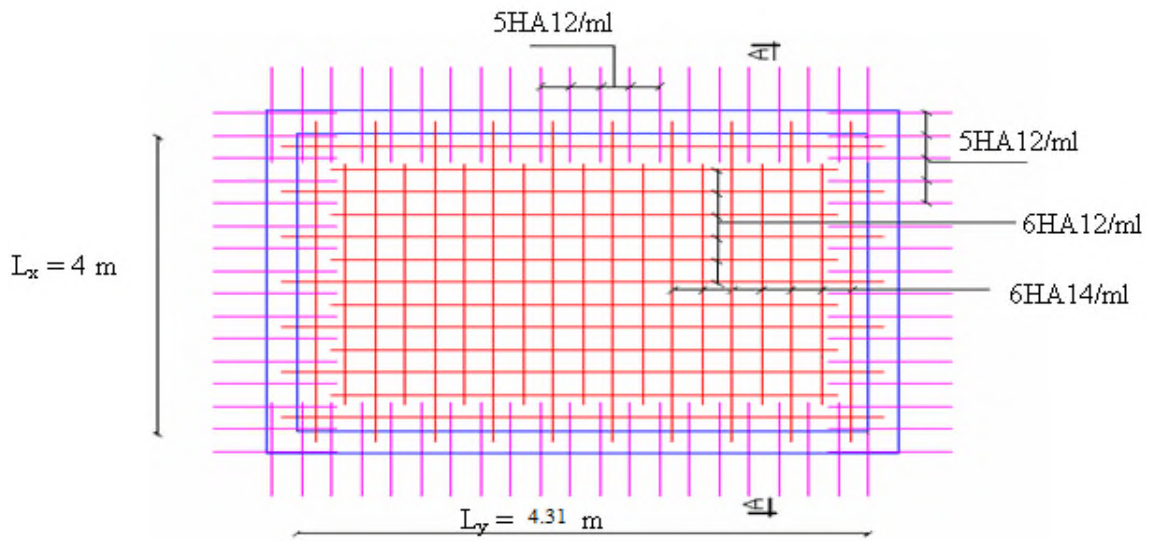
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y	σs(MPa)	Observation
Sens xx	En travée	101.23	9.24	10.5	216.4	Vérifiée
Sens yy	En travée	22.67	6.79	10.5	205.50	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes nouvelles

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$. Pour notre cas $S_t = 20\text{ cm}$.



D.

Figure VI.5: Schéma de ferrailage du radier

Sch

éma de ferrailage du radier

La coupe A-A

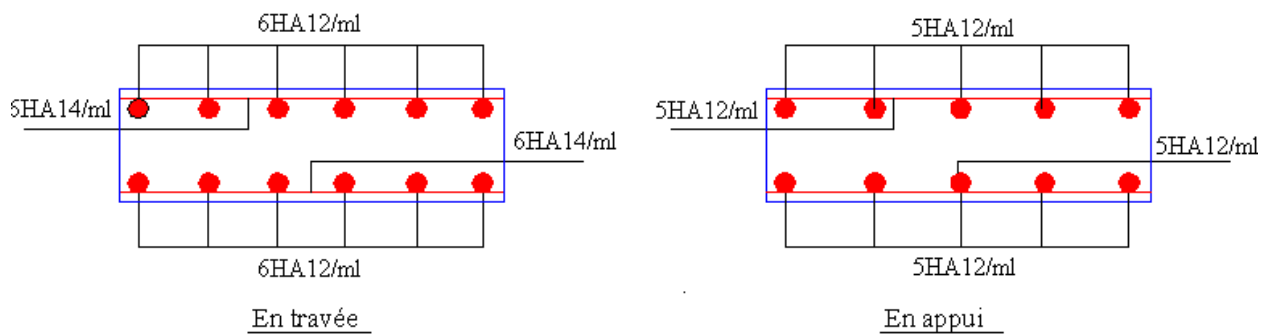


Figure VI.5 : Schémas du ferrailage du radier

III.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 50cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 164.3 \times \frac{0.5^2}{2} = 20.54 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5T12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$$

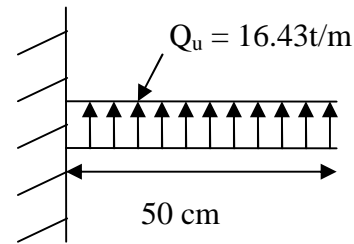


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

■ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 164.3 \times 0.5 = 82.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{82.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on opte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdale et les charges triangulaire par des charges uniformément réparties.

■ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

■ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant la même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui ce situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grand portée du panneau de dalle qui ce situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui ce situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grand portée du panneau de dalle qui ce situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux

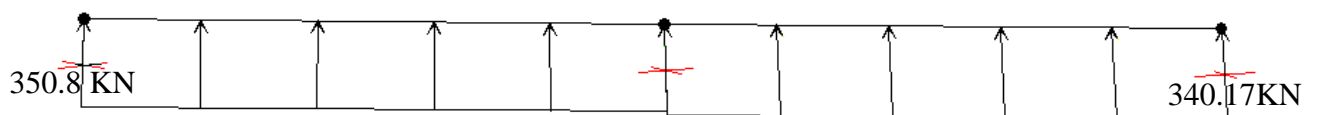


Figure VI.7 : Chargement équivalent à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée

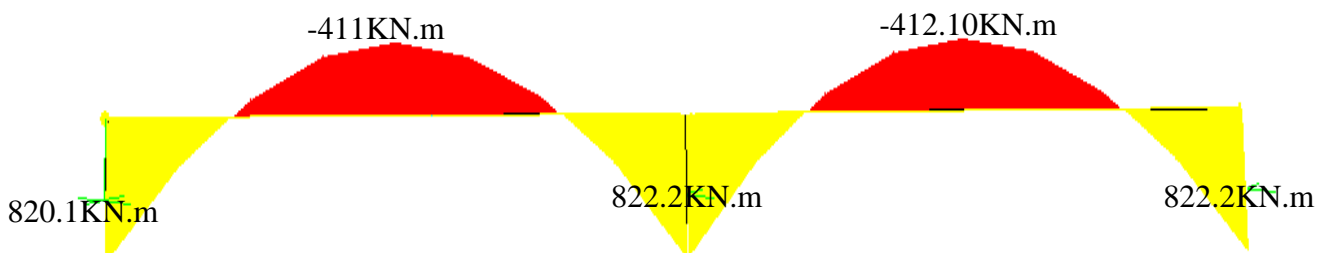


Figure VI.8 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée

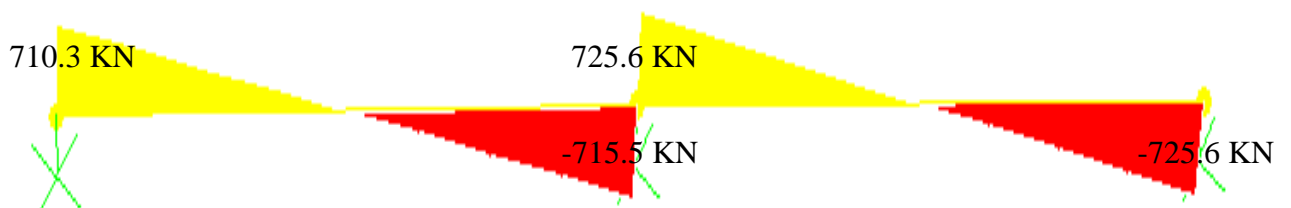


Figure VI.9 : Diagramme des efforts tranchants revenant à la nervure la plus sollicitée

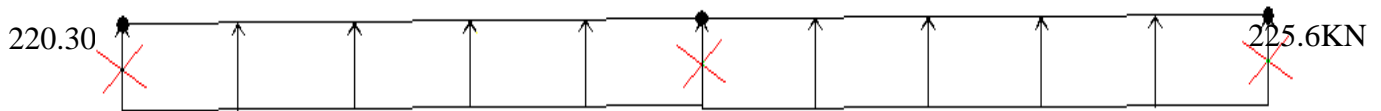


Figure VI.10 : Chargement équivalent à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée

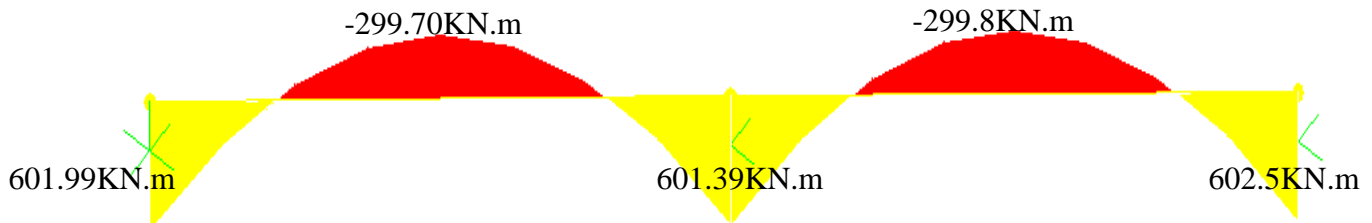


Figure VI.11 : diagramme des moments à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée

b. Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Moment (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	822.2	35.40	6HA25+2HA20=35.74
Travée	-411	16.71	4HA20+4HA12=17.09

Tableau VI.5 : Tableau du ferrailage des nervures

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{725.6 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.70} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

d. Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

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

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travées	-299.8	17.09	16.3	467500.71	8.2	259.50
En appuis	602.5	35.74	20.2	791399.34	11.6	252.20

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) au niveau des appuis et des travées dans les deux sens ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	35.74	5HA25+5HA20=40.25
Travée	17.09	5HA20+5HA12=21.36

Tableau VI.7 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures

e. Schémas de ferrailage de la nervure la plus sollicitée

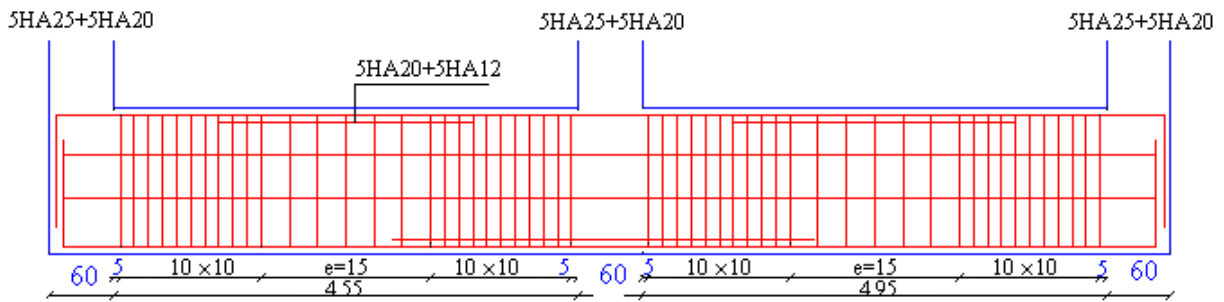


Figure VI.12 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure

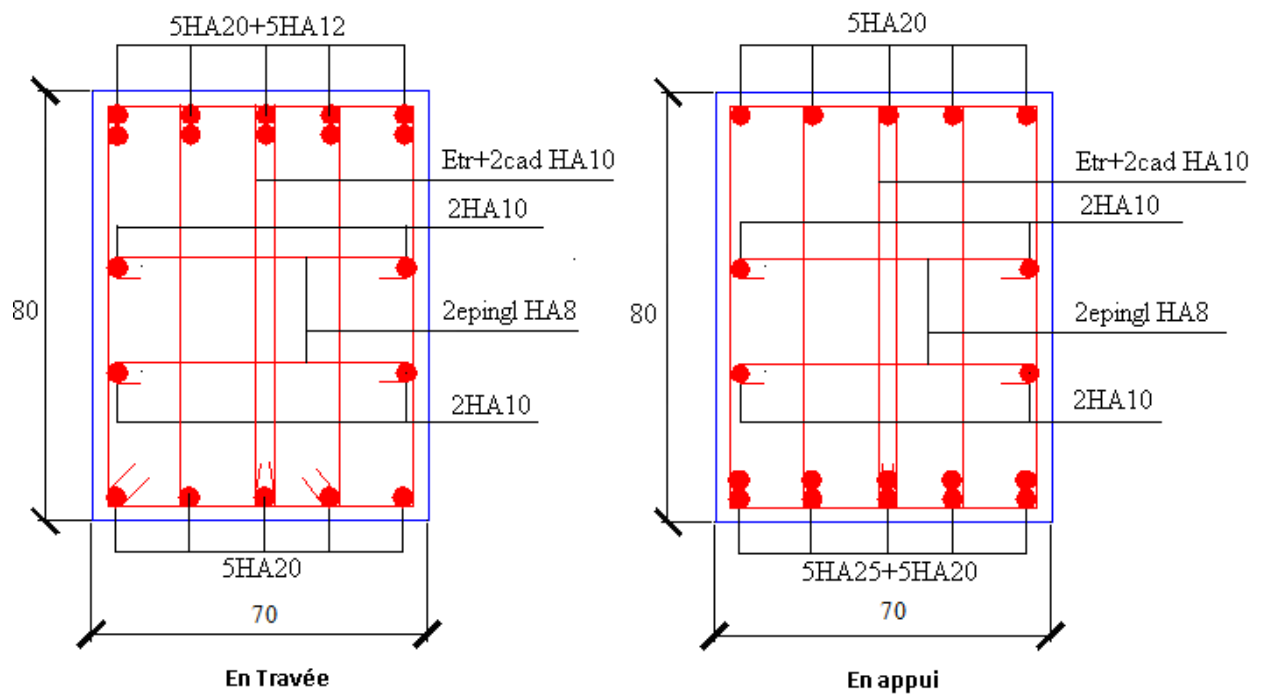


Figure VI.13 : Schéma du ferrailage de la nervure

IV. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

IV.1. Introduction:

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures .
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens .
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante .

IV.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=3.06\text{m}$

La longueur $L=4.30\text{ m}$

L'épaisseur $e=20\text{ cm}$

IV.3. Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 23.25\text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 26.36^\circ$

La cohésion $c=2.2\text{ KN}/\text{m}^2$

IV.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 * (23.25 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2}) - 2 * 2.2 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2})) = 19.03\text{ KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q= 10\text{ KN}/\text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q= 3.85\text{ KN}/\text{ml}$$

IV.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) **AL'ELU :**

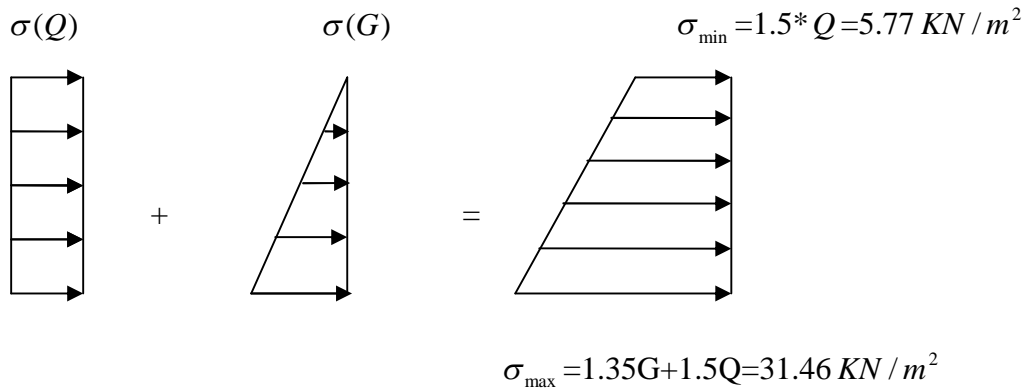


Figure.VI.14 : répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.03 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1ml = 25.03 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.30 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens .}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.71 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 23.62 \text{ KN} * m.$$

$$M_{0y} = 5.90 \text{ KN} * m$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 5.02 \text{ KN} * m$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 20.07 \text{ KN} * m$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 11.81 \text{ KN} * m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% b * h$ condition exigée par le RPA .

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
travée	Xx	25.21	0.0549	0.070	0.178	4.14	1.83	5T12=5.65
	Yy	6.30	0.0137	0.017	0.178	4.03	1.83	5T12=5.65
Appui		3.70	0.0080	0.010	0.178	0.59	1.6	4T8=2.01

Tableau VI.8 : Section des armatures du voile périphérique.

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{25.03 * 4.30}{2} = 53.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.298 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 19.03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 3.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 22.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 22.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 18.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 11.11 \text{ KN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

b.1.1. Contraintes dans le béton :

$$y = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = 13686 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 5.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

b.1.2. Contraintes dans l'acier :

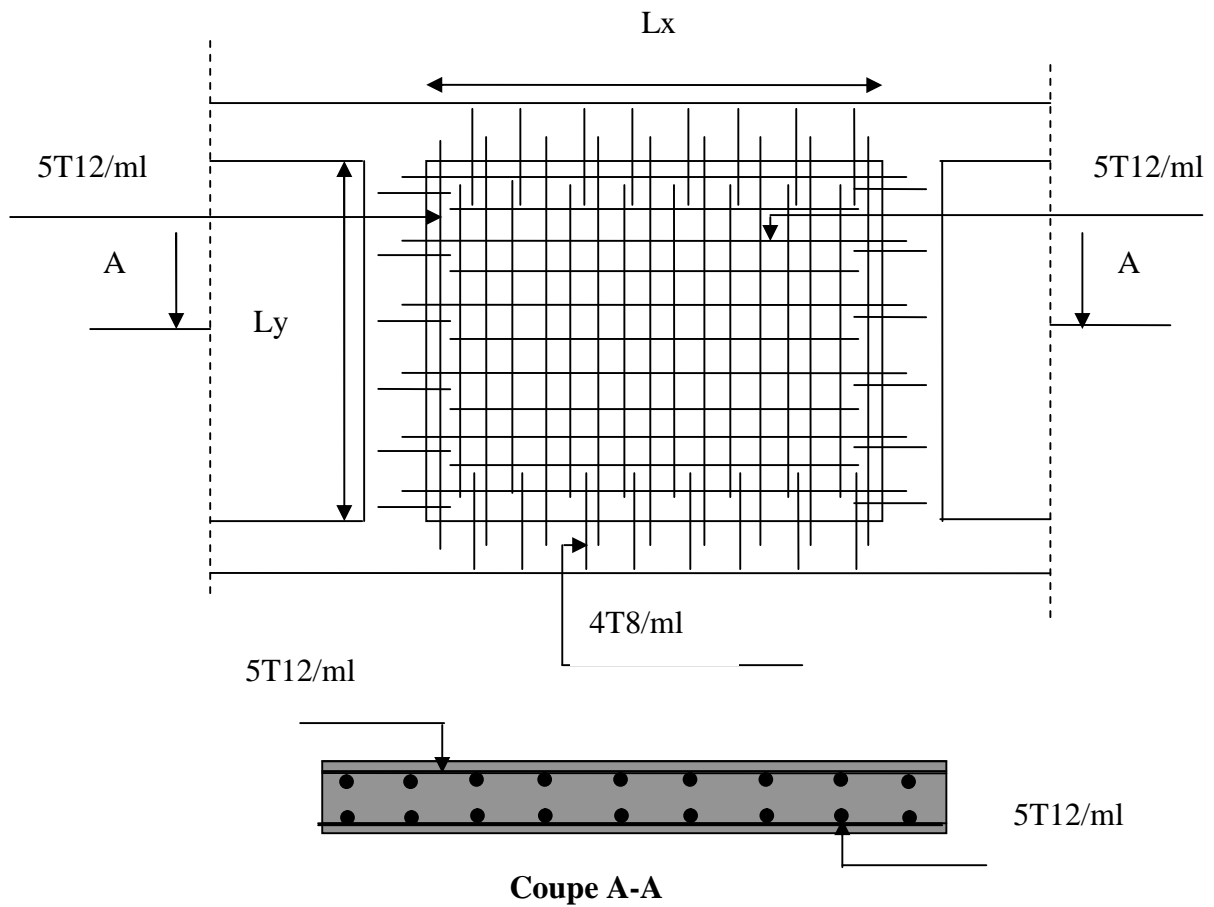
$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 98.15 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow$ condition vérifiée

VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique :



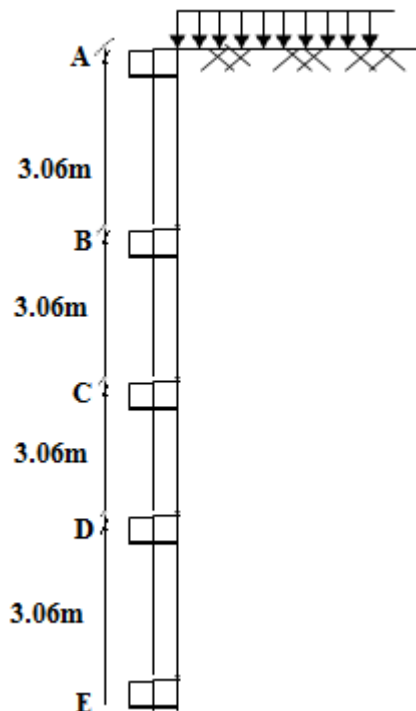
V. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Un mur de soutènement de hauteur 12.24m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise au fondation et une surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure qui est estimé selon le DTR C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m^2 .

V.1. Détermination des contraintes



Le poids spécifique $\gamma_h = 23.25\text{KN/m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 26.36^\circ$

La cohésion $c=2.2\text{KN/m}^2$

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h + Q$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2}\right) = 0.38$$

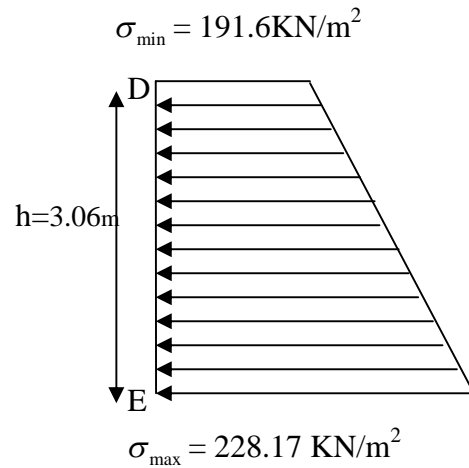
A ELU :

$$\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q_u)$$

Pour $h=9.18\text{M}$: $\sigma_H = 191.6\text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h=12.24\text{m}$: $\sigma_H = 228.17\text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 219.02\text{KN} / \text{m}^2$$



FigureVI.16 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

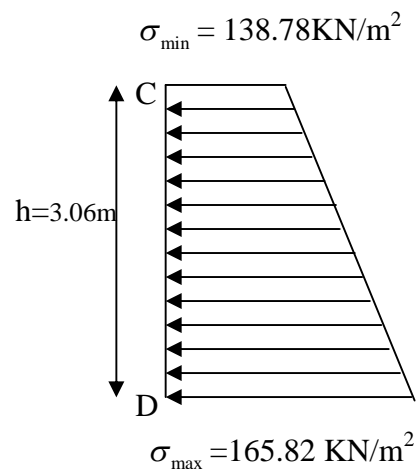
A ELS : $Q_s = 86.80\text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \times h + Q_s)$$

Pour $h=9.18\text{m}$: $\sigma_H = 138.78\text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h=12.24\text{m}$: $\sigma_H = 165.82\text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 159.06\text{KN} / \text{m}^2$$



FigureVI.17 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

V.2. Ferrailage du mur

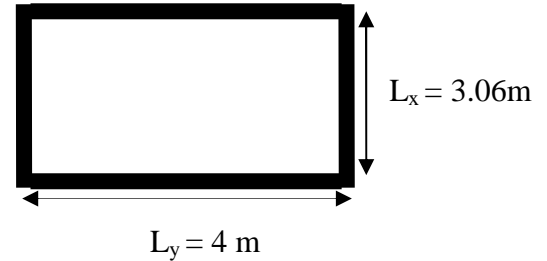
Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 3.06m$$

$$l_y = 4m$$

$$e = 30cm$$



FigureVI.18 : Le panneau le plus sollicité

A. Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

▪ A ELU : ($\nu = 0$)

$$\alpha = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 124.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 65.76 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 105.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 55.89 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -62.34 \text{ KN.m}$$

▪ A ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0672 \\ \mu_y = 0.658 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 100.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 65.85 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 85.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 55.97 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -50.04 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.30)m^2$, et en respectant la

$$\text{condition de non fragilité suivante : Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	89.16	10.71	2.66	9HA14=13.85	12.50
	En appuis	-55.23	6.15		7HA12=7.92	16.50
Sens yy	En travée	46.25	4.97	2.84	7HA12=7.92	20
	En appuis	-53.26	4.5		7HA12=7.92	16.50

Tableau VI.9 : Tableau du ferrailage du voile périphérique

C. Vérifications a l'ELS

▪ État limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	70.26	13.85	5.18	2.08	Vérifiée
	En appuis	-45.66	7.92	5.18	1.34	Vérifiée
Sens yy	En travée	44.56	7.92	5.18	1.22	Vérifiée
	En appuis	-42.12	7.92	5.18	1.22	Vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

▪ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σs(MPa)	Observation
Sens xx	En travée	89.16	13.85	5.18	227.63	Vérifiée
	En appuis	-55.23	7.92	5.18	229.56	Vérifiée
Sens yy	En travée	46.25	7.92	5.18	239.56	Vérifiée
	En appuis	-53.26	7.92	5.18	229.65	Vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans l'acier

On voit bien que les contraintes dans l'acier sont vérifiées dans les deux directions.

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivante:

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm.}$$

Pour notre cas S_t=15cm.

D. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre φ6

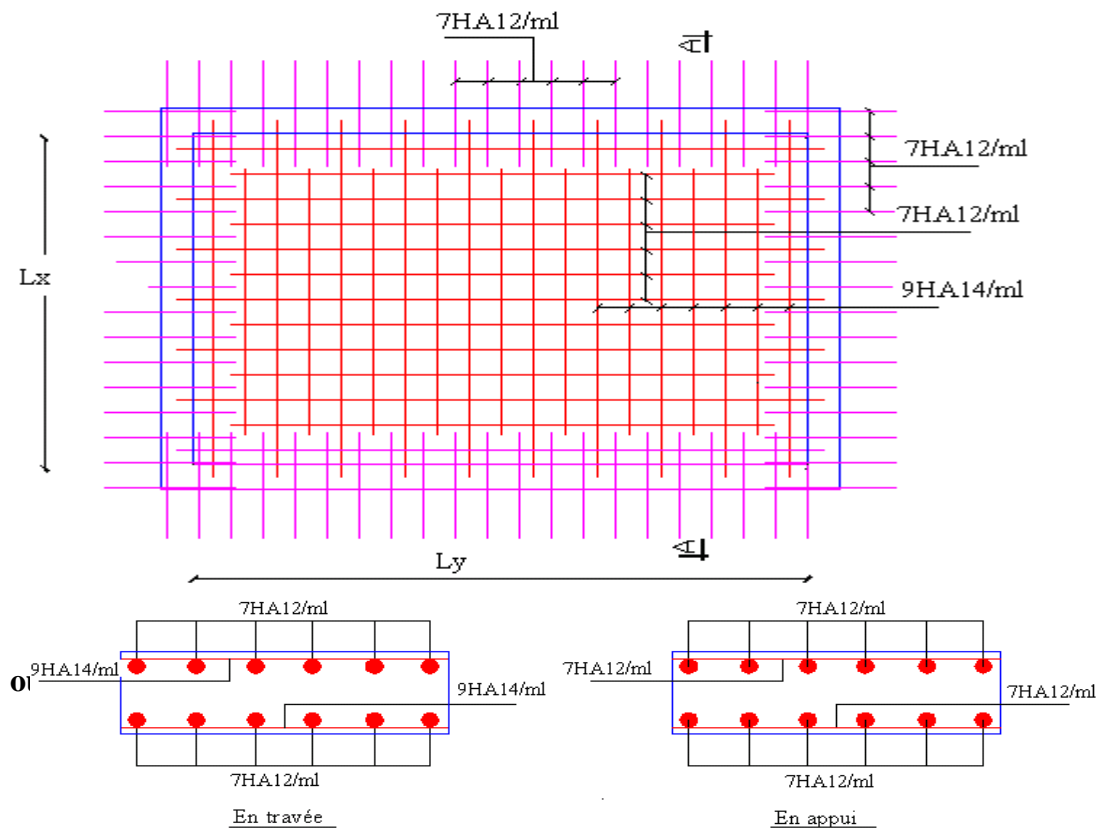


figure.VI.19 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement

VI. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi qu'aux caractéristiques géométriques de la structure.

Finalement, nous avons opté pour un radier qui nous avons calculé et donc ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher du 5^{ème} entre sol.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 12.24m est prévu pour supporter l'action des poussées des terres exercées sur les entre-sols. Ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis. Ces derniers sont constitués par le système croisé de poteaux-poutres de la structure.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+5 + 5 Entre Sols), cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton)., ce qui a nécessité de prévoir un mur de soutènement d'une hauteur de 12.24m pour maintenir en place les terres.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- Le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage. En effet pour ce qui de notre cas le poteau le plus sollicité est celui où aboutissent plusieurs portées.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Eviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre
- Le voile incliné donne une bonne résistance à la structure en s'opposant à la torsion et en diminuant considérablement la période de vibration.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.

- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- Notre mur de soutènement (12.24 de haut) a été calculé par partie, nous avons pris le quadrillage poteaux-poutres de notre structure comme raidisseur. Il a fallu juste de calculer les « rideaux » comme des dalles pleines qui reposent sur quatre appuis.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Annexes

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_y}{l_x}$ \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	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	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	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	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe III
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99addenda 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- M.Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».