

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vu d'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+9+Sous sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (Voiles-Portique)
(utilisation de corps creux en polystyrène)***

Présenté par :

M^{elle} HARFOUCHE Dounya

M^{elle} OURARI Djida

Encadré par :

M^f M. BOUZROURA

Jury :

M^f BOUROUBA

M^{me} S. ATTIL

Promotion : 2013/2014

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

A Mr M.BOUZEROURA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous remercions SASSI LYNDA pour ces conseils tout au long de ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A ma grande mère.

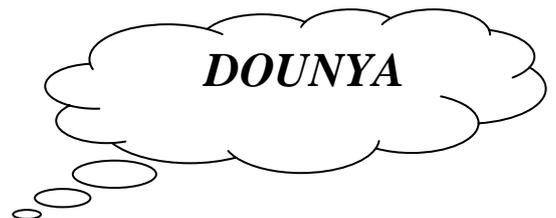
A mes chers sœurs : Kenza, Silia, Yassmine, Ikram.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

A mon binôme et sa famille.



Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A ma grand-mère : Nouara

A mes chers frères : Lamine et kiki.

A ma chère sœur : Theziri

A ma chère sœur katia et son mari ainsi que sa fille.

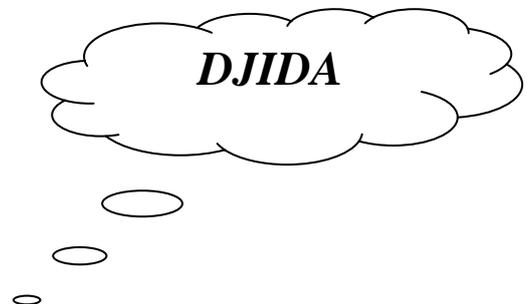
A ma meilleure amie : Djedjega

A tous mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes amis et à tous ceux qui me sont chère.

A mon binôme et sa famille



Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max} , N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_S : Frottement latéral.

Q_l : Charge limite d'un pieu.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : Surface du radier (m²).

S_t : Surface totale du bâtiment (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

Vser : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

a : Une dimension (en général longitudinale) .

b_0 : 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 comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{lim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Généralités	
I.1 Introduction.	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.	2
I.3 Localisation du projet.	2
I.4 Caractéristique géométriques.	2
I.5 Rapport géotechnique du sol.	3
I.6 Définitions des éléments de l'ouvrage.	3
I.7 Indication générale sur les règles de BAEL.	4
I.8 Actions et sollicitations.	7
I.9 Les matériaux de construction.	9
CHAPITRE II : Pré dimensionnement	
II.1 Introduction.	16
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires.	17
II.3 Pré dimensionnement des éléments principaux.	22
II.4 Evaluation des charges et surcharges.	26
II.5 Descente de charge.	28
II.6 Vérifications.	35
II.7 Conclusion.	38
CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires	
III.1 Calcul des planchers à corps creux en polystyrène.	39
III.1.1 Introduction.	39
III.1.2 Calcul des poutrelles.	39
III.2 Etude de dalles pleines.	64
III.3 Etude d'escaliers.	71
III.4 Etude d'ascenseur.	87
III.5 Etude de l'acrotère.	97
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
VI.1 Introduction.	105
VI.2 Méthode de calcul.	105
VI.3 Justification de l'interaction voiles-portiques.	113
VI.4 Conclusion.	118

CHAPITRE V : Etude des éléments principaux

V.1 Introduction.	119
V.2 Etude des poteaux.	119
V.3 Etude des poutres.	130
V.4 Vérification des zones nodales.	142
V.5 Etude des voiles.	145
V.6 Conclusion.	152

CHAPITRE VI : Etude de fondation

VI.1 Introduction.	153
VI.2 Choix de type de fondation.	153
VI.3 Combinaisons d'actions à considérée.	153
VI.4 Etude des fondations.	153
VI.5 Pré dimensionnement.	156
VI.6 Voile périphérique.	173
VI.7 Conclusion.	180

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	26
Tableau II.2 : Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant	26
Tableau II.3 : Évaluation des charges dans les dalles pleines	27
Tableau II.4 : Évaluation des charges dans les murs extérieurs	27
Tableau II.5 : Évaluation des charges sur la volée	28
Tableau II.6 : Évaluation des charges sur le palier	28
Tableau II.7 : Descente de charge du poteau P_{2D}	32
Tableau II.8 : Résultat de vérification a la compression simple	35
Tableau II.9 : Résultat de vérification au flambement	37
Tableau II.10 : Vérification de l'effort normal réduit	38
Tableau III.1 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles	43
Tableau III.2 : Sollicitations à l'ELU	50
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU	50
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU	51
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS	51
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS	51
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS	52
Tableau III.8 : Les sollicitations maximales	52
Tableau III.9 : Sections de ferrailage des poutrelles	60
Tableau III.10 : Armatures longitudinales et transversales adoptées	60
Tableau III.11 : Vérification des armatures longitudinale au cisaillement	61
Tableau III.12 : Vérification des états limite de compression du béton	61
Tableau III.13 : Vérification des états limite de déformation	61
Tableau III.14 : Choix des armatures	67
Tableau III.15 : Vérification d'état limite de compression du béton	68
Tableau III.16 : Vérification des états limite de déformation	69
Tableau III.17 : Calcul des sollicitations	71
Tableau III.18 : Calcul du ferrailage	71
Tableau III.19 : Choix des armatures	72
Tableau III.20 : Vérification d'état limite de compression du béton	72

Tableau III.21 : Vérification de la flèche dans le sens yy'	73
Tableau III.22 : Calcul du ferrailage	75
Tableau III.23 : Vérification d'état limite de compression du béton	76
Tableau III.24 : Les résultats de calcul de ferrailage	79
Tableau III.25 : Vérification d'état limite de compression du béton	80
Tableau III.26 : Vérification de la flèche	81
Tableau III.27 : Les sollicitations de la poutre palière	82
Tableau III.28 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	83
Tableau III.29 : Calcul des armatures transversales	85
Tableau III.30 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge répartie)	88
Tableau III.31 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée)	92
Tableau III.32 : Les combinaisons d'action	99
Tableau IV.1 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique	111
Tableau IV.2 : Vérification sous charges verticales	113
Tableau IV.3 : Vérification sous charges horizontales	114
Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques	115
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique	115
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements	116
Tableau IV.7 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	117
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	120
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	122
Tableau V.3 : Calcul des armatures longitudinales	124
Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales	124
Tableau V.5 : Vérification du flambement pour les poteaux	126
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	127
Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	128
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux	128
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	134
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles	137
Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	137
Tableau V.12 : État limite de compression du béton	138

Tableau V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres	138
Tableau V.14 : Section de ferrailage des poutres	139
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux	143
Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres	143
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales	144
Tableau V.18 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}	147
Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}	150
Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2}	150
Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y2}	151
Tableau VI.1 : Section des armatures du radier	161
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	163
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	163
Tableau VI.4 : Résumé des résultats	164
Tableau VI.5 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	165
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	169
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal	169
Tableau VI.8 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier	171
Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant	171
Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	172
Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique	176

Liste des figures

Figure I.1.	Diagramme des déformations limites (ELU)	5
Figure I.2.	Diagramme contraintes-déformation.	11
Figure I.3.	Diagramme de contrainte-déformation	14
Figure II.1.	Disposition des poutrelles	16
Figure II.2.	Plancher corps creux en polystyrène	17
Figure II.3.	Schéma de poutrelle	18
Figure II.4.	Panneau D_1	19
Figure II.5.	Panneau D_2	19
Figure II.6.	Panneau D_3	20
Figure II.7.	Vue en plan d'escalier	20
Figure II.8.	Schéma de l'acrotère inaccessible	22
Figure II.9.	Coupe de voile en élévation	24
Figure II.10.	Hauteur libre d'étage	25
Figure II.11.	Repérage de poteau pour la descente de charge	29
Figure II.12.	Surface afférente pour N_1 et N_{12}	30
Figure II.13.	Surface afférente pour $N_2 \dots N_{11}$	30
Figure II.14.	Section brute (B_r)	36
Figure III.1.	Schéma statique de la poutrelle type 1	39
Figure III.2.	Schéma statique de la poutrelle type 2.	40
Figure III.3.	Schéma statique de la poutrelle type 3.	40
Figure III.4.	Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.	42
Figure III.5.	Schéma statique de type 1.	44
Figure III.6.	Schéma statique de type 2.	48
Figure III.7.	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	64
Figure III.8.	Dalle sur 4 appuis.	65
Figure III.9.	Section de la dalle pleine a ferrillée.	66
Figure III.10.	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	70
Figure III.11.	Dalle sur 3 appuis	70
Figure III.12.	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3	74
Figure III.13.	Dalle sur 2 appuis	74
Figure III.14.	Schéma statique de la consol	74

Figure III.15.	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis	76
Figure III.16.	Schéma statique d'escalier	77
Figure III.17.	Les charges sur l'escalier.	77
Figure III.18.	Section a ferrailé.	79
Figure III.19.	Schéma de ferrailage de l'escalier.	81
Figure III.20.	Schéma statique de la poutre palière	82
Figure III.21.	Section creuse équivalente	84
Figure III.22.	Schéma de ferrailage de la poutre palier.	86
Figure III.23.	Cage d'ascenseur.	87
Figure III.24.	Schéma représentant la surface d'impact.	91
Figure III.25.	Vue en coupe du ferrailage de la dalle.	96
Figure III.26.	Schéma de ferrailage de la dalle	96
Figure III.27.	Vue en plan d'un acrotère	97
Figure III.28.	Schéma statique de l'acrotère.	98
Figure III.29.	Section a ferrailé	100
Figure III.30.	Schéma de ferrailage de l'acrotère.	104
Figure IV.1.	Spectre de repense.	110
Figure IV.2.	Disposition des Voiles.	111
Figure VI.3.	1 ^{er} mode (translation suivant y).	112
Figure VI.4.	2 ^{ème} mode (translation suivant x)	112
Figure VI.5.	3 ^{ème} mode (Torsion autour de Z)	113
Figure V.1.	La Zone nodale.	120
Figure V.2.	Dispositions constructives des portiques	132
Figure V.3.	Schéma de la zone nodale.	142
Figure V.4.	Schéma de ferrailage du voile V_{xI} au niveau du sous sol et RDC	152
Figure VI.1.	Schéma de la semelle isolée	154
Figure VI.2.	Schéma de la semelle filante	155
Figure VI.3.	Schéma du poinçonnement	158
Figure VI.4.	Schéma de ferrailage du radier	164
Figure VI.5.	Schéma statique du débord	164
Figure VI.6.	Schéma de ferrailage du débord.	165
Figure VI.7.	Schéma de rupture de dalle de radier	166
Figure VI.8.	diagramme des moments sens YY tirés par le SAP 2000	169

Figure VI.9.	diagramme des moments sens XX tirés par le SAP 2000	170
Figure VI.10.	Section à ferrailer	170
Figure VI.11.	Voile périphérique	174
Figure VI.12.	Diagramme des contraintes	175
Figure VI.13.	Schéma de ferrailage du voile périphérique	179

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le **séisme** nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de **mauvaises** dispositions constructives ou des **malfaçons** d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le **comportement dynamique** de la structure afin de mieux prévoir sa **réponse sismique** à un niveau d'accélération donnée.

En effet, **l'ingénieur du génie civil** est directement lié à la réalisation des édifices de manière à préserver la **sécurité** des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver **résistance** et **l'économie** (en tenant compte du coût de réalisation).

Pour cela les différentes **études** et **règlements** préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne répartition des efforts.

Le choix d'un **système de contreventement** est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique du site, pour cela, les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux **règles parasismiques**.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+9+Duplex+sous sol) qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par un système **mixte** (voile-portique).

Dans notre étude, en plus du calcul **statique** qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon **comportement dynamique** par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la **bonne disposition** est retenue, la structure est soumise au **spectre** de calcul du **Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003)**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. Le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

I.1. Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet 44 logements promotionnels en **R+9+sous sol** à usage multiple (commerce, service et habitation). Il est implanté dans la wilaya de Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99 version 2003**. Le site est considéré comme meuble (**S₃**).

I.3. Localisation du projet:

Le site destiné pour la construction de 44 logements promotionnels, est situé sur un terrain plat. Il est limité au Nord et à l'Ouest par la Rue Abdelhafid Ouabdelkader, au Sud par la Rue des frères Bouguelid et à l'Est par la Rue de la liberté.

I.4. Caractéristiques géométriques:

La structure a comme dimensions:

Hauteur total du l'ouvrage	34.6m
Hauteur du RDC	4.00 m
Hauteur du sous sol	4.00 m
Hauteur d'étage	3.06 m
La longueur du l'ouvrage(L_x)	12.5 m
La largeur du l'ouvrage(L_y)	20.9 m

I.5. Rapport géotechnique du sol:

- Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des voiles ou des murs de soutènements sont:
 - $Q_{adm} = 1.1 \text{ bars}$
 - $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
 - $\varphi = 4^\circ$
 - $C = 0.2 \text{ bars}$

I.6. Définitions des éléments de l'ouvrage:

I.6.1. Ossature:

En se référant au RPA 99/2003, que pour toutes les structures dépassants 14m en zone IIa, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.6.2. Les planchers:

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux, les balcons, la dalle de l'ascenseur, les paliers d'escalier et les loggias seront réalisés en dalle pleine.

I.6.3. La maçonnerie:

Les murs extérieurs :ils sont réalisés en brique creuse a double parois séparée par une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et acoustique.

I.6.4. La terrasse:

Dans notre cas on a une terrasse inaccessible.

I.6.5. L'ascenseur:

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

I.6.5. L'acrotère

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse.

I.6.7. Infrastructure:

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL:

I.7.1. Définition de l'état limite:

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

I.7.1.1. État limite ultime (ELU):

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

a. Hypothèse de calcul à l'ELU:

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire) les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

b. Règles des trois pivots:

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. 1.1). On distingue trois domaines :

- **Dans le domaine 1:** pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 2:** pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 3:** pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

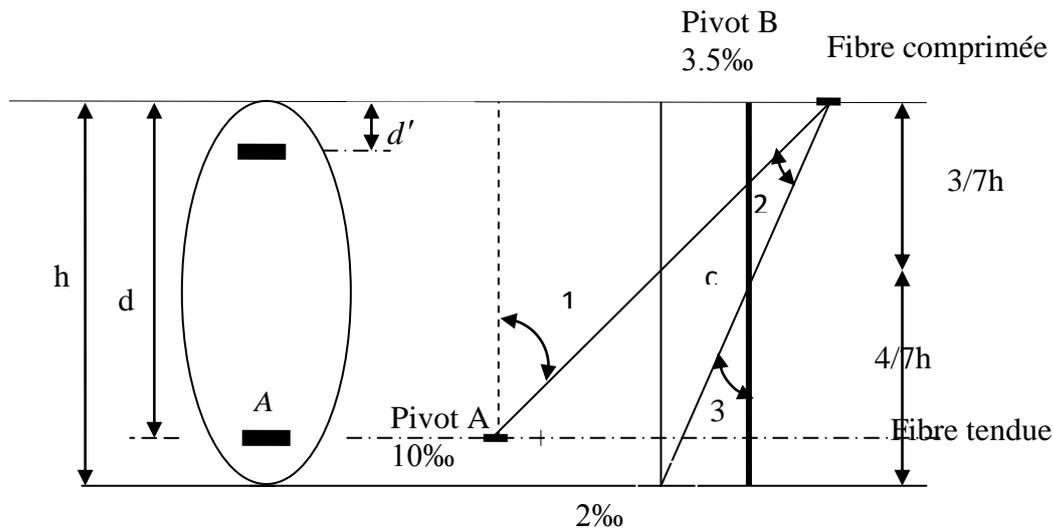


Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

I.7.1.2. État limite de service (ELS):

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite de service d'ouverture des fissures.
- État limite de service de déformation.
- État limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

a. Hypothèse de calcul à l'ELS:

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.7.2. Principe d'application des règles BAEL:

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$ Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})

- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.8.Actions et sollicitations:

I.8.1.Définition des actions:

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

On distingue :

I.8.1.1.Actions permanentes(G):

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.8.1.2.Actions variables(Q):

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.8.1.3.Actions accidentelles(FA):

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.8.2.Les sollicitations:

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

I.8.2.1.Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU:

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

Ou:

$\gamma_Q = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

I.8.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS:

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.8.2.3. Sollicitations accidentelles:

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

.8.3. Les combinaisons d'action:

(Article V.5.2) [4]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{pour les portiques auto stable}$$

I.9. Les matériaux de construction:

I.9.1. Béton:

I.9.1.1. Définition:

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.9.1.2. Caractéristiques du béton:

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}.$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$\text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad (\text{Art A.1.2.1.2}) [2]$$

Pour notre cas

$$f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad \text{Donc } f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

c. Contrainte limite à l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4}) [1]$$

Avec:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec:

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24 h.

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

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1 h.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

d. Contrainte limite à l'ELS:

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{Art A.4.5.2}) [2]$$

e. Diagramme des contraintes-déformations:

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

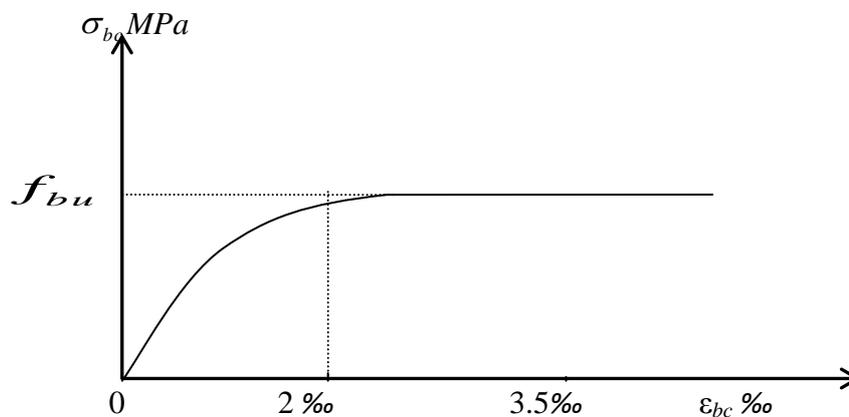


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

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

$2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 & f_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28}/\theta \times \gamma_b \end{cases}$$

f. Module de déformation longitudinale du béton:

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(Art A.2.1.2.1)[2]}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

(Art A.2.1.2.2) [2]

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

g. Module de déformation transversale:

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2 (1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

h. Coefficient de poisson:

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases}$$

(Art A.2.1.3)[2]

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton:

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ 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 :

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.
 $\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.9.2.L'acier:**I.9.2.1.Définition:**

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

I.9.2.2.Différents type d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (RL):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e=235\text{Mpa}$.
- $f_u=410$ à 490Mpa .

b. Les aciers à haute adhérence(HR):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

c. Treillis soudés:

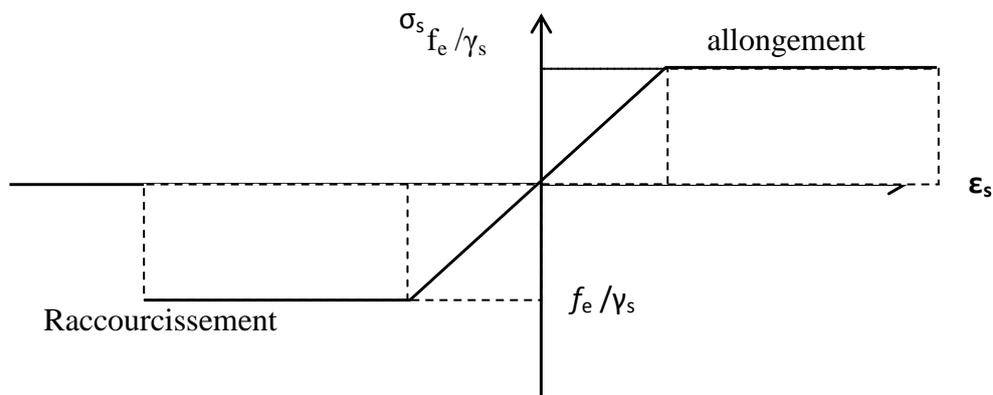
Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

I.9.2.3. Diagramme des contraintes-déformations:

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

Figure I.3. Diagramme de contrainte-déformation



Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

I.9.2.4. Contrainte limite des aciers:

État limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

État limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.1.Introduction

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

Le pré dimensionnement de chaque éléments de la structure est conforme au règlement **BAEL 91, RPA 99(version 2003)** et du **CBA 93**.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux est présenté.

La transmission des charges se fait comme suit:

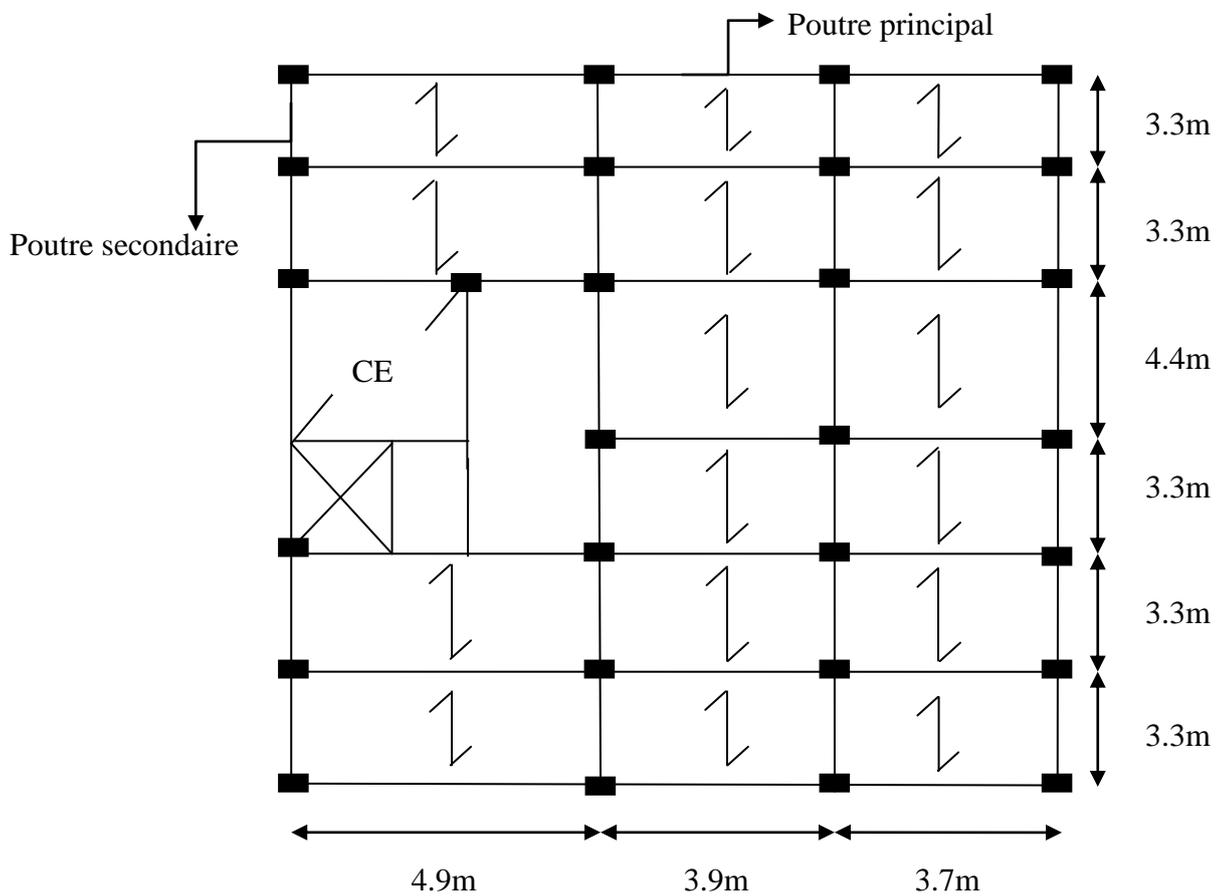
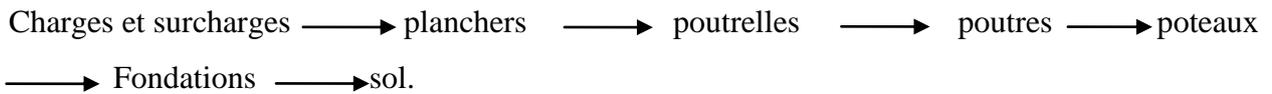


Figure II.1.Disposition des poutrelles

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 les planchers

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte facteur économique ainsi que la résistance ; condition de **BAEL** ($Q < \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

II.2.1.1 Plancher à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2}) [2]$$

Avec:

L: la portée maximale entre nus d'une poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de

$$h_t = 21\text{cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux en polystyrène.} \\ 5 \text{ cm: dalle de compression.} \end{cases} \quad \text{DTR B.C.2.2 [3]}$$

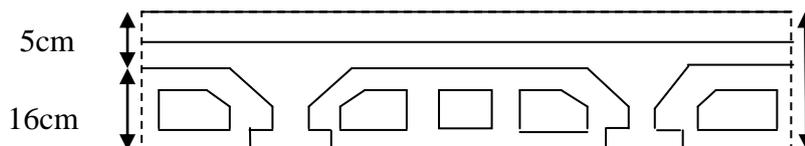


Figure II.2.Plancher corps creux en polystyrène

- **Les poutrelles**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton 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.

Le dimensionnement des poutrelles:

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.86 \text{ à } 1.26)$$

On adopter: $b_0 = 10 \text{ cm}$

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

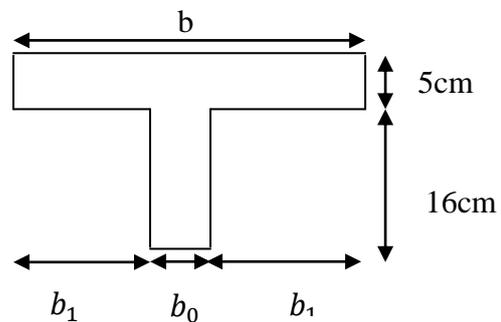


Figure II.3. Schéma de poutrelle

Avec :

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$)

l_y : Longueur de la travée minimale d'une poutrelle ($l_y = 300 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{300}{10} \right)$$

On adopte $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

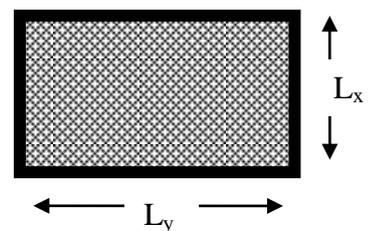
$$b = 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions suivantes:

a. résistance au feu:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu



- $e = 17.5$ cm pour quatre heure de coupe feu

On admet que $e = 12$ cm

b. Isolation phonique

Selon les règles technique "CBA93" en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14$ cm

c. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes:

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

Avec : l_x la plus petite portée.

II.2.2.1. Dalles pleines du plancher :

- **Panneau sur 04 appuis (D_1) :**

$$\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \Rightarrow 6.67 \text{ cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$$

$$e = 7 \text{ cm}$$

On prend : $e = 14$ cm

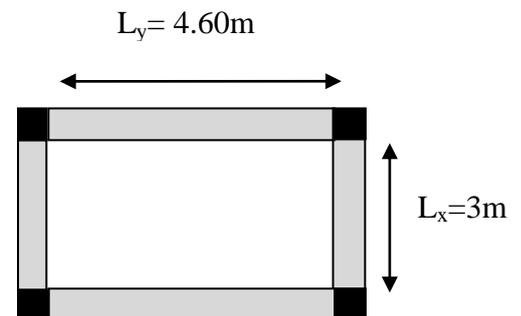


Figure II.4. Panneau D_1

- **Panneau sur 03 appuis (D_2) :**

$$\frac{135}{45} \leq e \leq \frac{135}{40} \Rightarrow 3.00 \text{ cm} \leq e \leq 3.37 \text{ cm}$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 14$

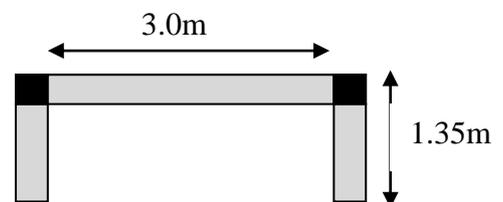


Figure II.5. Panneau D_2

- panneau sur 02 appuis (D3)

$$\frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30} \Rightarrow 3\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$$

e = 3 cm

On prend : e=14cm

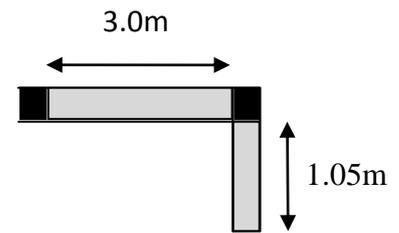


Figure II.6. Panneau D₃

II.2.3. Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

- Les escaliers en béton armé

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier.

Escaliers à deux volées séparées par un palier en béton

Les escaliers des étages courant :

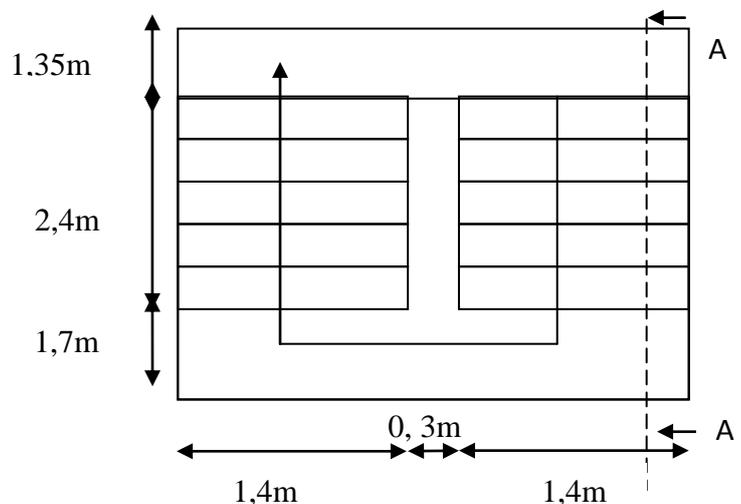
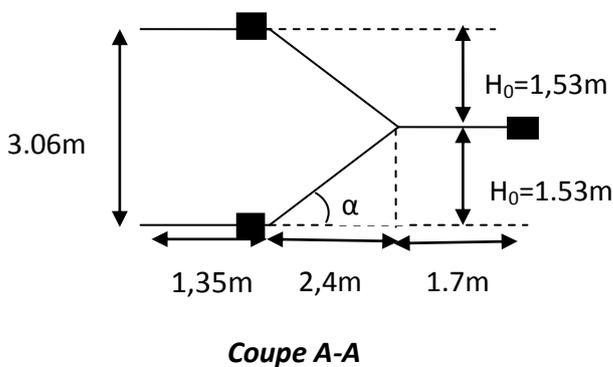


Figure II.7. Vue en plan d'escalier

- Dimensionnement:

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage H= 3.06m
- Le giron g =30cm

1. Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 \quad \text{avec : h (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

6. Épaisseur de la pailasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284 \text{ cm}$$

$$L = 284 + 135 = 419 \text{ cm}$$

$$13.96 \leq e \leq 20.95 \dots \text{on opte pour } e = 16\text{cm.}$$

II.2.4. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

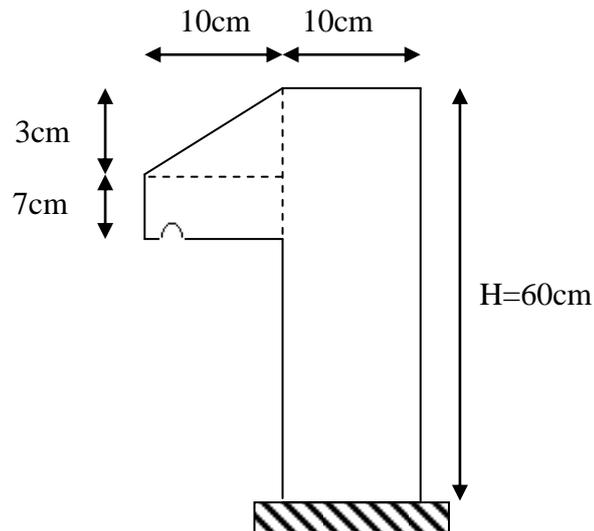


Figure II.8. Schéma de l'acrotère inaccessible.

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux:

II.3.1. Poutres:

II.3.1.1. Poutre secondaire:

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 410\text{cm} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}.$$

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

- **Vérifications :**

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

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

Sachant que : b : largeur de la poutre.

 h : hauteur de la poutre.

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

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

II.3.1.2. Les poutres principales:

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

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

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

$$\Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}.$$

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

• **Vérifications :**

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que: b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

II.3.2. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{379}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour le sous-sol et RDC}$$

$$\Rightarrow e \geq 20 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left[\frac{285}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour les étages courants}$$

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

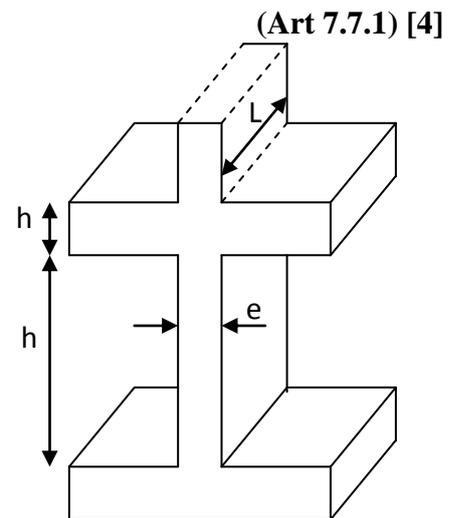


Figure II.9. Coupe de voile en élévation

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

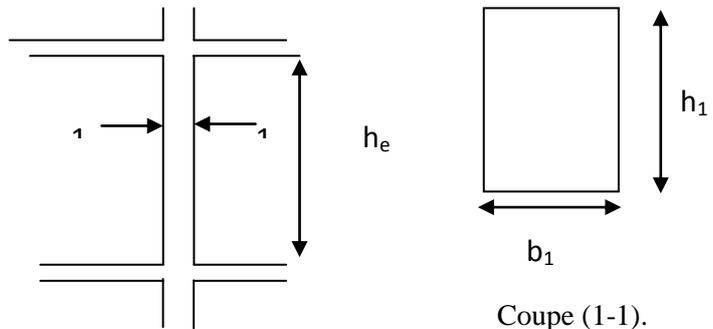
$$\left\{ \begin{array}{l} e=20\text{cm pour le sous-sol et RDC.} \\ e=15\text{cm pour les étages courants.} \end{array} \right.$$

II.3.3.poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.79\text{m}$ Pour sous sol et RDC.

$h_e = 2.85\text{m}$ Pour l'étage courant.

Figure II.10. Hauteur libre d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol, R.D.C: poteaux **(60,55) cm²**.
- 1^{ème}, 2^{ème} étage: poteaux **(55, 50) cm²**.
- 3^{ème}, 4^{ème} étage: poteaux **(50,45) cm²**.
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux **(45,40) cm²**
- 8^{ème}, 9^{ème}. étage: poteaux **(40,35) cm²**
- pour la cage d'escalier poteaux **(35,35) cm²**

Vérification de la largeur :

$$L_{\min} \geq 4 \times a.$$

Avec : $L_{\min} = 1,15\text{m}$.

$$L_{\min} > 4 \times 0,20 = 0,80\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$L_{\min} > 4 \times 0,15 = 0,60\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

II.4.Évaluation des charges et surcharges:

II.4.1.plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+5)	0.21	2.00
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43
Charge permanent totale		G=4.71
Charge d'exploitation		Q=1

II.4.2.Plancher étage courant ou commercial :

Tableau II.2.Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	0.1
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+5)	0.21	2.00
Enduit de plâtre	0.015	0.15
La charge permanente totale		G=3.45
Charge d'exploitation pour étage courant		Q=1.5
Charge d'exploitation pour étage commercial		Q=5

II.4.3.Dalle pleine et Balcons

Tableau II.3.Évaluation des charges dans les dalles pleines.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27
La charge permanente total		G=4.97
charge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleines		Q=1.5
charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons		Q=3.5

II.4.4.Les murs extérieurs :

Tableau II.4.Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
charge permanente totale		G = 2.62

II.4.5. Les escalier

a. la volée :

Tableau II.5. Évaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.02	0.44
Revêtement vertical	0.013	0.28
Mortier de pose	0.02	0.4
Poids de marches	0.17 (1/2)	1.87
Palliasse	0.16/cos32, 52	4.74
Enduit en ciment	0.015	0.27
Charge permanent totale		G=8
Charge d'exploitation		Q=2.5

b. palier :

Tableau II.6. Évaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit en ciment	0.015	0.27
Charge permanent totale		G=4.97
Charge d'exploitation		Q=2.5

II.5. La descente de charge:

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

• **La loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n > 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

II.5.1.Le poteau choisi pour la descente de charges:

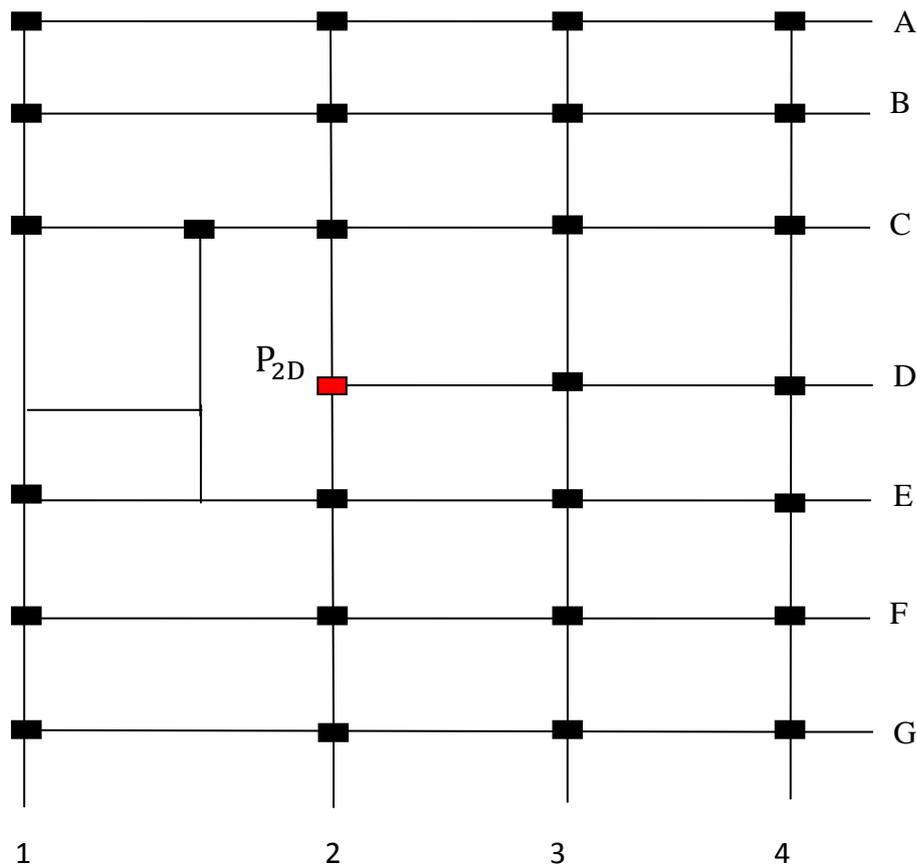


Figure II.11.Repérage de poteau pour la descente de charge.

II.5.1.1.Poteau P_{2D} (poteau de la cage d’escalier) :

a. Poids des éléments porteurs :

• **Poteaux:**

- sous sol et RDC

$$P_1 = 0.6 \times 0.55 \times 4 \times 25 = \mathbf{33KN}$$

- Etage 1 et 2 :

$$P_2 = 0.55 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{21.03KN}$$

- Etage 3 et 4

$$P_3 = 0.5 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{17.21KN}$$

- Etage 5, 6 et 7 :

$$P_4 = 0.45 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{13.77KN}$$

- Etage 8 et 9 :

$$P_5 = 0.4 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{10.71KN}$$

- Poteau de la terrasse inaccessible:

$$P_6 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{9.37KN}$$

• **Poutres :**

- Poutre principales :

$$P_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.3 + 1.8) = \mathbf{12.30KN}$$

- Poutre secondaires :

$$P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.5 + 2.05) = \mathbf{9.31KN}$$

b. Surfaces afférentes :

- Pour plancher terrasse inaccessible

$$S_G = (1.8 + 2.3) \times (1.5 + 2.05) = 14.55m^2$$

$$G = 14.55 \times 4.71 = \mathbf{68.53KN}$$

$$S_Q = (2.3 + 0.3 + 1.8) \times (1.5 + 0.3 + 2.05) = 16.94m^2$$

$$Q = \mathbf{16.94KN}$$

Pour N2....N10:

Pour les planchers d’étage courant

$$S_G = 1.8 \times (1.5 + 2.05) = 6.39m^2$$

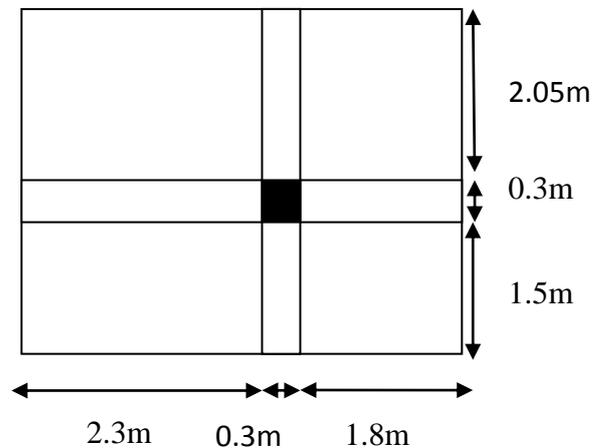


Figure II.12. Surface afférente pour N1 et N12

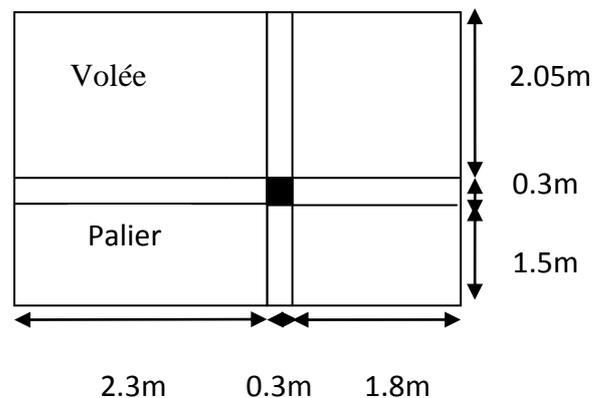


Figure II.13. Surface afférente pour N2....N11

$$G=6.39 \times 3.45 = \mathbf{22.04KN}$$

$$S_{QP} = (2.05 + 0.3 + 1.5) \times (1.8 + 0.3) = 8.08m^2$$

$$Q = 8.08 \times 1.5 = \mathbf{12.12KN}$$

Pour RDC

$$G = \mathbf{50.19KN}$$

$$Q = \mathbf{40.4KN}$$

Pour N2 → N10:

Pour le palier

$$S_{GP} = 2.3 \times 1.5 = 3.45m^2$$

$$G_p = 3.45 \times 5.47 = \mathbf{18.87KN}$$

$$S_{QP} = 2.3(1.5 + 0.3) = 4.14m^2$$

$$Q_p = 4.14 \times 2.5 = \mathbf{10.35KN}$$

Pour la volée

$$S_{Gv} = 2.05 \times 2.3 = \mathbf{4.71KN}$$

$$G_v = 4.71 \times 8 = \mathbf{37.72KN}$$

$$S_{Qv} = 2.3 \times (2.05 + 0.3) = 5.40m^2$$

$$Q_v = 5.40 \times 2.5 = \mathbf{13.5KN}$$

c. poids des murs :

Pour l'étage courant

$$S_{mur} = 11.01m^2$$

$$P_{mur} = \mathbf{28.84KN}$$

Pour le sous sol et RDC

$$S_{mur} = 14.63m^2$$

$$P_{mur} = \mathbf{38.33KN}$$

- La loi de dégression de charge d’exploitation:

DTR B.C 2.2 (6.3) [3]

- N1 : $Q_0 = 16.94 \text{KN}$
- N2 : $Q_0 + Q_1 = 29.06 \text{KN}$
- N3 : $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 62.62 \text{KN}$
- N4 : $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 92.59 \text{KN}$
- N5 : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 118.96 \text{KN}$
- N6 : $Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 141.74 \text{KN}$
- N7 : $Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 160.91 \text{KN}$
- N8 : $Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 178.77 \text{KN}$
- N9 : $Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 196.39 \text{KN}$
- N10 : $Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 214.86 \text{KN}$
- N11 : $Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 219.74 \text{KN}$
- N12 : $Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 259.33 \text{KN}$

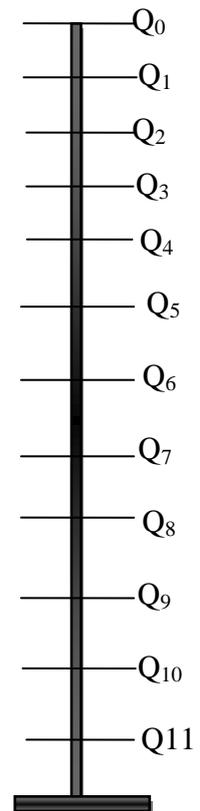


Tableau II.7. Descente de charge du poteau P_{2D}.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	68.53	16.94
	Poutre principale	12.30	
	Poutre secondaire	9.31	
	Total	90.14	16.94
N2	Venant de N1	90.14	12.12
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (40x 35) cm ²	10.71	
	Murs extérieur	28.84	
	Total	173.34	29.06
N3	Venant de N2	173.34	13.5
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	
	Palier	18.87	
	Volée	37.72	
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (40x35) cm ²	10.71	
	Mur extérieur	28.84	

	Total	313.13	62.62
N4	Venant de N3	313.13	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (45 × 40) cm ²	13.77	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	455.98	92.59
N5	Venant de N4	455.98	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (45 × 40) cm ²	13.77	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	598.83	118.96
N6	Venant de N5	598.83	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (45x40) cm ²	13.77	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	741.68	141.74
N7	Venant de N6	741.68	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (50 × 45) cm ²	17.21	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	887.97	160.91
N8	Venant de N7	887.97	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31		

	Poteau (50x45) cm ²	17.21	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	1034.26	178.77
N9	Venant de N8	1034.26	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (55 × 50) cm ²	21.03	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	1184.37	196.39
N10	Venant de N9	1184.37	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Palier	18.87	10.35
	Volée	37.72	13.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	
	Poteau (55x50) cm ²	21.03	
	Mur extérieur	28.84	
	Total	1334.48	214.86
N11	Venant de N10	1334.48	
	Plancher d'étage (16+5)	22.04	12.12
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	10.35
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	13.5
	Poteau (60 × 55) cm ²	33	
	Mur extérieur	38.33	
	Total	1449.46	219.74
N12	Venant de N11	1449.46	
	Plancher d'étage (16+5)	50.19	72.75
	Poutre principales (30x40) cm ²	12.30	10.35
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.31	13.5
	Poteau (60 × 55) cm ²	33	
	Mur extérieur	38.33	
	Total	1592.59	259.33

II.6.Vérification:**II.6.1.Vérification à la compression :**

- L'effort normal ultime :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

N_u : L'effort normal ultime

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.1 (1.35 \times 1592.59 + 1.5 \times 259.33) = 2792.89 \text{ KN}$.

B : section du béton

$$B = 0.6 \times 0.55 = 0.33 \text{m}^2$$

$$\frac{N_u}{B} = \frac{2792.89}{0.33} = 8.46 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{MPa}$$

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

Tableau II.8. Résultat de vérification a la compression simple

Niveau	N_u (KN)	B (m ²)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
Sous sol et RDC	2792.89	0.33	8.46	Vérifier
Etage1et2	2336.22	0.275	8.49	Vérifier
Etage3et4	1830.84	0.225	8.13	Vérifier
Etage5, 6et7	1335.26	0.18	7.41	Vérifier
Etage8et9	568.32	0.14	4.05	Vérifier

II.6.2.Vérification au flambement:

D'après le **CBA 93 (Article B.8.2.1)**, on doit faire la vérification suivante :

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

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: 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 : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

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

- Vérification du poteau RDC

$$l_0 = 4.00 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 4.00 = 2.80 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} = 3.46 \frac{2.8}{0.6} = 16.14 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.14}{35}\right)^2} = 0.81$$

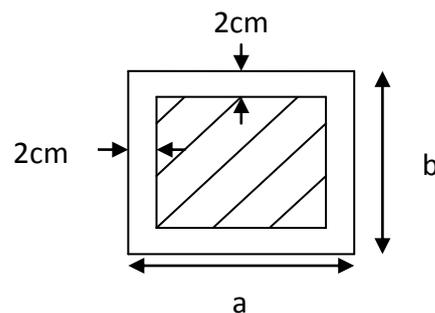


Figure II.14. Section brute (B_r)

$$B_r \geq \frac{2792.89 \times 10^{-3}}{0.81 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.156 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.30 m^2$$

$$B_r = 0.30 m^2 \geq B_{r\text{ cal}} = 0.156 m^2 \quad \text{Donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

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

Tableau II.9. Résultat de vérification au flambement

Poteau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5, 6, 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Nu(KN)	2792.89	2336.22	1830.84	1335.26	568.32
B(m²)	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14
l_0 (m)	4.00	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	2.8	2.14	2.14	2.14	2.14
λ	16.14	13.48	14.80	16.45	18.51
α	0.81	0.82	0.82	0.81	0.80
$B_{r\text{ cal}}$ (m ²)	0.156	0.129	0.101	0.074	0.032
$B_{r\text{ adp}}$ (m ²)	0.30	0.25	0.20	0.15	0.12
Condition $B_{r\text{ adp}} \geq B_{r\text{ cal}}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.6.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le *RPA99/version2003* (article.7.4.3.1) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = 1.35G + 1.5Q$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.10.vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nd(KN)	B (m ²)	V	$V \leq 0.3$
Sous sol et RDC	2538.99	0.33	0.3	vérifier
Etage1et2	2123.83	0.275	0.3	vérifier
Etage3et4	1664.4	0.225	0.29	vérifier
Etage5, 6et7	1213.87	0.18	0.26	Vérifier
Etage8et9	516.61	0.14	0.14	Vérifier

II.7.Conclusion :

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

- **Poutres principales :** (30 × 40) cm²
- **Poutres secondaires :** (30 × 35) cm²
- **Poteaux de Sous sol et RDC :** (60 × 55) cm²
- **Poteaux de 1ère et 2ème étage :** (55 × 50) cm²
- **Poteaux de 3 et 4ème étage :** (50 × 45) cm²
- **Poteaux de 5,6 et 7ème étage :** (45 × 40) cm²
- **Poteaux de 8 et 9ème étage :** (40 × 35) cm²
- **Poteaux de 10ème étage :** (35 × 35) cm²

III.1. calcul des planchers à corps creux en polystyrène

III.1.1 introduction :

Les planchers sont des aires planes, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance ; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propres+charges d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

III.1.2. Calcul des poutrelles :

III.1.2.1.Définition :

Les poutrelles sont des sections en té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentré aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

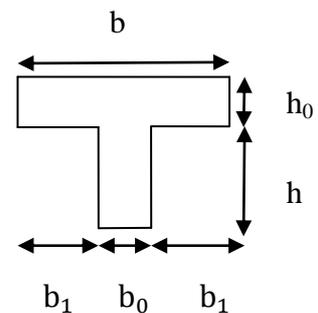
III.1.2.2.Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

On a un plancher à corps creux en polystyrène $h_t = 21\text{cm}$ } 5 cm : Dalle de compression
16 cm : corps creux

Donc on a des poutrelles des : {
 $h_t = 21\text{cm}$
 $b_0 = 10\text{cm}$
 $h_0 = 5\text{cm}$

$b = 65\text{ cm}$



III.1.2.3.les différent types des poutrelles :

On a 3 types de disposition des poutrelles.

Type 1 : pour les planchers étage courant, commercial et terrasse inaccessible.

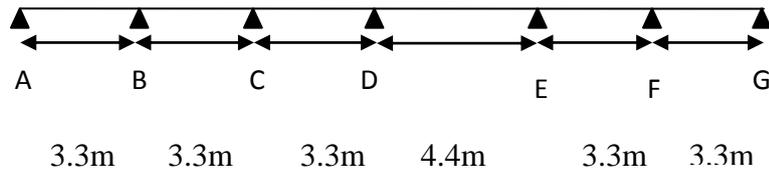


Figure III.1.Schéma statique de la poutrelle type 1.

Type 2 : plancher étage commercial.

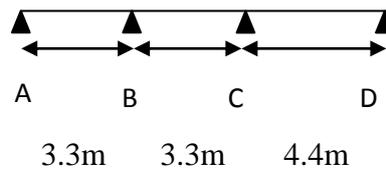


Figure III.2.Schéma statique de la poutrelle type 2.

Type 3 : pour les plancher étage courant et inaccessible.

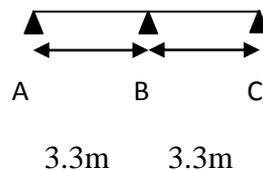


Figure III.3.Schéma statique de la poutrelle type 3.

III.1.2.4. Méthodes de calcul :

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.

III.1.2.4.1Méthodes forfaitaire : Annexe E.1 de BAEL

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Planchers à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G; 5) KN/m^2$
- 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.

Principe de la méthode forfaitaire :

Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de:

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

III.1.2.4.2 Méthodes de Caquot : Annexe E.2 de BAEL

Cette méthode initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, été par la suite aux calculs des poutres solidaires des poteaux. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement de chargement des travées successives.
- Elle est applicable si les conditions suivantes sont remplies:
- Le bâtiment est classé construction industrielle ou les planchers sont à forte surcharge $Q \geq \min(2 \times G ; 5) KN/m^2$

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments aux niveaux des appuis en tenant que des charges appliquées sur les deux travées voisines de l'appui considéré.

On remplace les points des moments nuls par des applications simples et fictives.

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

l' : Longueur fictive de l'appui considéré au point de moment nul.

- Evaluation des moments en l'appui :

Cas de charges réparti :

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : M_i : moment à l'appui i

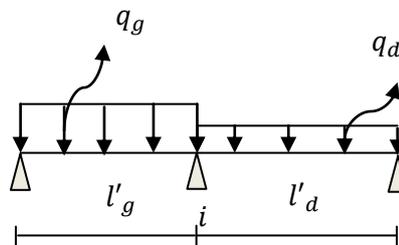


Figure III.4. Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.

l'_g et l'_d : langueurs fictives à gauche et à droite.

q_g et q_d : charges uniformes à gauche et à droite.

- Evaluation des moments en travée :

Les moments en travée sont calculés par la méthode RDM on isolant la travée considérée

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x) \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_{gd}}{q \times l} \end{array} \right.$$

M_g et M_d : moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

- **Evaluation des efforts tranchant :**

On les calcule par la méthode d’RDM

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \\ V_d = -\frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \end{array} \right.$$

III.1.2.5.calculs des moments et efforts tranchants dans les poutrelles :

a. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

$$\text{A l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \\ p_s = 0.65 \times q_u \end{array} \right. \quad \text{A l'ELS :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \\ p_s = 0.65 \times q_s \end{array} \right.$$

Tableau III.1.Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.71	1	7.85	5.10	5.71	3.71
Plancher étage courant	3.45	1.5	6.90	4.48	4.95	3.21
Plancher étage commerciale	3.45	5	12.15	7.90	8.45	5.49

Désignation	G'(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u ' (KN/m ²)	p _u ' (KN/m)	q _s ' (KN/m ²)	p _s ' (KN/ml)
Terrasse inaccessible	3.14	1	5.73	3.84	4.14	2.69
Plancher Étage courant	2.3	1.5	5.35	3.47	3.8	2.47
Étage commercial	2.3	5	10.60	6.89	7.3	4.74

Remarque : Dans la méthode de Caquot minorée il suffit de réduire la charge permanente **G** et la remplacer par **G'=2/3G** dans le calcul de moment sur appui seulement, et pour calcul de moment en travée en utilise la charge réelle **G**.

b. Calcul des sollicitations

Plancher étage commercial (type 1)

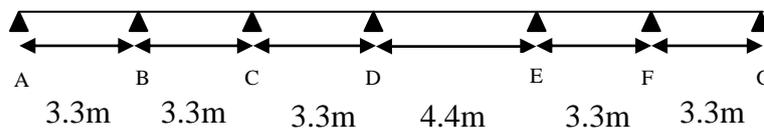


Figure III.5.Schéma statique de type 1.

Vérification de la méthode de forfaitaire :

1. $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 3.45; 5) \text{ KN/m}^2$ Vérifier
2. $0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 0.1, \leq 1.25$ Vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.3}{4.4} = 0.75, \leq 1.25$ Non vérifier

Les 4 conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées donc on applique la méthode de Caquot.

. Méthode de Caquot

- A l'ELU
- Les moments aux appuis

$$M_A = M_G = 0$$

Détermination des moments sur les appuis intermédiaires :

Appui B et F

$$l'_g = 3.3 \text{ m} ; \quad l'_d = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = M_F = - \frac{6.89(3.3^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.3 + 2.64)} = -7.41 \text{ KN.m}$$

Appui C

$$l'_g = 2.64\text{m} ; \quad l'_d = 2.64\text{m}$$

$$M_C = -5.64 \text{ KN.m}$$

Appui D et E

$$l'_g = 2.64 \text{ m} ; \quad l'_d = 3.52\text{m}$$

$$M_D = M_E = -8.16\text{KN.m}$$

- Moment en travée**Travée AB**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.3}{2} - \left(\frac{7.41}{7.90 \times 3.3} \right) = 1.36 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{7.90 \times 1.36}{2} \times (3.3 - 1.36) = 10.42\text{KN.m} \\ M(x) = 10.42 - 7.41 \times \left(\frac{1.36}{3.3} \right) = 7.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.71\text{m} \\ M_0(x) = 10.73\text{KN.m} \\ M(x) = 10.73 - 7.41 \times \left(1 - \frac{1.71}{3.3} \right) - 5.64 \left(\frac{1.71}{3.3} \right) = 4.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.55 \text{ m} \\ M_0(x) = 10.71\text{KN.m} \\ M(x) = 3.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée DE

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2.2 \text{ m} \\ M_0(x) = 19.11\text{KN.m} \\ M(x) = 10.95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée EF

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.67 \text{ m} \\ M_0(x) = 10.75\text{KN.m} \\ M(x) = 2.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée FG

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.93 \text{ m} \\ M_0(x) = 10.44 \text{ KN.m} \\ M(x) = 7.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{7.9 \times 3.3}{2} + \frac{-7.41}{3.3} = 10.78 \text{ KN.} \\ V_B = -\frac{7.9 \times 3.3}{2} + \frac{-7.41}{3.3} = -15.28 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{7.9 \times 3.3}{2} + \frac{-5.64 + 7.41}{3.3} = 13.57 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{7.9 \times 3.3}{2} + \frac{-5.64 + 7.41}{3.3} = -12.49 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = 12.27 \text{ KN.} \\ V_D = -13.79 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travée DE

$$\left\{ \begin{array}{l} V_D = 17.38 \text{ KN.} \\ V_E = -17.38 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travée EF

$$\left\{ \begin{array}{l} V_E = 13.26 \text{ KN.} \\ V_F = -12.80 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travée FG

$$\left\{ \begin{array}{l} V_F = 15.28 \text{ KN.} \\ V_G = -10.78 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- A L'ELS
- Les moments en appui

$$M_A = M_G = 0$$

Détermination des moments sur les appuis intermédiaires :

Appui B et F

$$M_B = M_F = -\frac{4.74(3.3^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.3 + 2.64)} = -5.10 \text{ KN.m}$$

Appui C

$$M_C = -3.88 \text{ KN.m}$$

Appui D et E

$$M_D = M_E = -5.62 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travée

Travée AB

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.36m \\ M_0(x) = 7.24 \text{ KN.m} \\ M(x) = 5.13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.71m \\ M_0(x) = 7.46 \text{ KN.m} \\ M(x) = 2.99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.55 \text{ m} \\ M_0(x) = 7.44 \text{ m} \\ M(x) = 2.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée DE

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2.2 \text{ m} \\ M_0(x) = 13.28. \text{ m} \\ M(x) = 7.66 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

Travée EF

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.67 \text{ m} \\ M_0(x) = 7.47 \text{ KN. m} \\ M(x) = 2.11 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

Travée FG

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.93 \text{ m} \\ M_0(x) = 7.26 \text{ KN. m} \\ M(x) = 5.14 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

Plancher étage courant (type 2) :

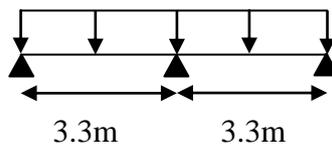


Figure III.6.Schéma statique de type2.

Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions

1. $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \min(2 \times 3.45; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$ Vérifier
2. $0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 0.1, \leq 1.25$ Vérifier
3. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
4. Fissuration peu nuisible.

A L'ELU

- Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8}$$

Travée AB et travée BC

$$M_0 = \frac{4.48 \times 3.3^2}{8} = 6.09 \text{KN.m}$$

- **Moment sur les appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times M_0 = -0.6 \times 6.09 = -3.65 \text{KN.M}$$

- **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+3.45} = 0.30, (1 + 0.3\alpha) = 1.09, (1.2 + 0.3\alpha) = 1.29, \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.64$$

Travée AB et BC

$$M_{t1} + \frac{3.64}{2} \geq \max \begin{cases} 1.09 \times 6.09 = 6.63 \text{KN.m} \\ 1.05 \times 6.09 = 6.39 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 4.81 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.29}{2} \times 3.64 \Rightarrow M_{t2} \geq 2.34 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 4.81 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée AB} \\ \text{Travée BC} \end{array} \right\} \begin{cases} V_A = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = \frac{4.48 \times 3.3}{2} = 7.39 \text{KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -1.15 \times 7.39 = -8.50 \text{KN} \\ V_B = 8.5 \text{KN} \\ V_C = -7.39 \text{KN} \end{cases}$$

A L'ELS

- **Les moments isostatiques :**

Travée AB et travée BC

$$M_0 = 4.36 \text{m}$$

- **Moment sur les appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times M_0 = -0.6 \times 6.09 = -2.62 \text{KN.M}$$

Moment en travée :

$$\alpha = 0.30, (1 + 0.3\alpha) = 1.09, (1.2 + 0.3\alpha) = 1.29, \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.64$$

Travée AB et BC

$$M_{t1} + \frac{2.62}{2} \geq \max \begin{cases} 1.09 \times 4.36 = 4.75 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 4.36 = 4.57 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 3.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.29}{2} \times 2.62 \Rightarrow M_{t2} \geq 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 3.44 \text{ KN.m}$$

- Étage commercial:

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.3	9.37	1.45	7.41	7.36	10.78	15.28
	BC	3.3	9.37	7.41	5.64	4.23	13.57	12.49
	CD	3.3	9.37	5.64	8.16	3.89	12.27	13.79
	DE	4.4	16.67	8.16	8.16	10.95	17.38	17.38
	EF	3.3	9.37	8.1	7.41	2.96	13.26	12.80
	FG	3.3	9.37	7.41	1.45	7.36	15.28	10.78
Type 2	AB	3.3	9.37	1.40	7.41	7.36	10.78	15.28
	DC	3.3	9.37	7.41	11.92	1.20	11.66	14.40
	CD	4.4	16.67	11.92	2.5	13.62	20.08	14.67

- Étage courant :

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.3	4.72	0.70	3.73	4.37	6.26	8.53
	BC	3.3	4.72	3.73	2.84	2.82	7.67	7.13
	CD	3.3	4.72	2.84	4.10	2.64	7.02	7.79
	DE	4.4	8.95	4.10	4.10	6.74	9.87	9.87
	EF	3.3	4.72	4.10	3.73	2.18	7.52	7.29
	FG	3.3	4.72	3.73	0.70	4.37	8.53	6.27
Type 3	AB	3.3	6.11	0.92	3.67	4.83	7.41	8.52
	BC	3.3	6.11	3.67	0.92	4.83	8.52	7.41

- Terrasse inaccessible

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.3	5.22	0.78	4.13	5.03	7.16	9.99
	BC	3.3	5.22	4.13	3.17	3.30	8.70	8.12
	CD	3.3	5.22	3.17	4.54	3.10	7.99	8.88
	DE	4.4	9.29	4.54	4.54	7.80	11.22	11.22
	EF	3.3	5.22	4.54	4.13	2.60	8.54	8.29
	FG	3.3	5.22	4.13	0.78	5.03	9.66	7.16
Type 3	AB	3.3	6.95	1.06	4.17	5.23	8.43	9.69
	BC	3.3	6.95	4.17	1.06	5.23	9.69	8.84

- Étage commercial:

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.3	7.47	1.12	5.10	5.14
	BC	3.3	7.47	5.10	3.88	2.99
	CD	3.3	7.47	3.88	5.62	2.74
	DE	4.4	13.28	5.62	5.62	7.66
	EF	3.3	7.47	5.62	5.1	2.11
	FG	3.3	7.47	5.1	1.12	5.14
Type 2	AB	3.3	6.45	0.96	5.49	4.98
	BC	3.3	6.45	5.49	8.20	0.68
	CD	4.4	11.47	8.20	1.72	9.50

- Étage courant :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.3	4.37	0.65	2.65	3.14
	BC	3.3	4.37	2.65	2.02	2.04
	CD	3.3	4.37	2.02	2.92	4,26
	DE	4.4	7.78	2.92	2.92	4.84
	EF	3.3	4.37	2.92	2.65	1.59
	FG	3.3	4.37	2.65	0.65	3.14
Type 3	AB	3.3	4.38	0.66	2.63	3.46
	BC	3.3	4.38	2.63	0.66	3.46

- Terrasse inaccessible

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.3	3.64	0.97	2.88	3.71
	BC	3.3	3.64	2.88	2.19	2.52
	CD	3.3	3.64	2.19	3.17	2.38
	DE	4.4	6.48	3.17	3.17	5.80
	EF	3.3	3.64	3.17	2.88	2.02
	FG	3.3	3.64	2.88	0.97	3.58
Type 3	AB	3.3	5.05	0.76	3.3	3.8
	BC	3.3	5.05	3.3	0.76	3.8

Récapitulation des sollicitations les plus défavorables :

Tableau III.8. Les sollicitations maximales.

	ELU			ELS			Effort tranchant (KN)
	M _t (KN.m)	M _{ap rive} (KN.m)	M _{ap int} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{ap rive} (KN.m)	M _{ap int} (KN.m)	
Etage commercial	13.62	2.5	11.92	9.50	1.72	8.20	20.08
Etage courant	6.74	0.92	4.10	4.84	0.66	2.92	9.87
Terrasse inaccessible	7.80	1.06	4.54	5.86	0.97	3.17	11.22

III.1.2.6. ferrailages des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- Plancher étage commercial :
 - a) Calcul à l'ELU :
 - Calcul d'armatures longitudinales :

En travée

$$M_t^{max} = 13.62 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibre par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) 10^3$$

$$M_{tu} = 76.07 \text{KN.m}$$

$M_{tu} = 76.07 \text{KN.m} \geq 13.62 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow Etude d'une section $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.033 < \mu_t = 0.392 = A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.19(1 - 0.4 \times 0.0432) = 0.186 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.186} = 2.10 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité** (Art A.4.2.1) [1]

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 1.49 \times 10^{-4} \text{m}^2 < A_t$$

On opte pour $A_{tr} = 3HA10 = 2.36 \text{cm}$.

En appui

Appui intermédiaire :

$$M_a^{int} = 11.92 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.92 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.232 > 0.186$$

$$\mu_{bu} > 0.182 \Rightarrow \text{pivot B: } \xi_{st} = 3.5\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.33$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.164 \text{m},$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = \frac{11.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.164} = 2.08 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité:** (Art A.4.2.1) [1]

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.19 \times 2.1}{400} = 0.23 \times 10^{-4} m < A_a^{int}$$

On opte pour $A_a^{int} = 1HA10 + 1HA14 = 2.33 \text{ cm}^2$.

Appui de rive

$$M_a^{rive} = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.06, \quad z = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = 0.402 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 1HA8 = 0.5 \text{ cm}^2$

Ferraillage transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V^{max} = 20.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.08 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} \Rightarrow \tau_u = 1.05 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(12; \frac{210}{35}; \frac{65}{10} \right)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ on choisi un étrier ϕ_6 : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement:

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 17.1cm \quad (\text{Art A.5.1.2.2})[2] \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm \quad (\text{Art A.5.1.2.3})[2] \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 27.22cm \quad (\text{Art A.5.1.2.3})[2] \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

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

- **Vérification de la bielle:** (Art A.5.1.3.1.2) [1]

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.17m$$

$$\Rightarrow V_u = 20.08KN < 0.267 \times 0.17 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 113.47KN \quad \text{Vérfié.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:** (Art A.5.1.3.1.2) [1]

- **Appui de rive:**

$$M_u^{rive} = 0KN.m$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3.15cm^2$$

$$A_l \geq 0.57cm^2 \quad \text{Vérifier.}$$

- **Appui intermédiaire:**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = -1.71 \cdot 10^{-4} cm^2$$

$$A_l = 3HA10 + 1HA10 + 1HA14 = 4.69cm^2$$

$$A_l \geq -1.71cm^2 \quad \text{Vérifier.}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u .

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

(Art A.5.1.2.1.1) [2]

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{20.08 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.19 \times 0.65 \times 0.05} = 0.99 \text{Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa}$$

b) Vérification à l'ELS:

Il y a lieu de vérifier :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton
- État limite de déformation.

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

(Article B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **État limite de compression du béton:**

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

- **En travée :**

$$M_{tser}^{max} = 9.50 \text{KN.m}$$

$$A = 2.36 \text{cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.19 - 0.05)$$

$H = 3.1 \times 10^{-4} \text{m} > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section (bxh)

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

$$65y^2 + 70.8y - 1345.2 = 0 \Rightarrow y = 4.03 \text{cm}$$

Calcul de moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 9351.27 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.50 \times 10^{-3}}{9351.27 \times 10^{-8}} 0.0403 = 4.09 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.09 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

En appui :

$$M_{aser}^{max} = 8.20 \text{KN.m}$$

$$A = 2.33 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$H = 3.23 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de d'une section $b \times h$

$$y = 4.01 \text{cm}$$

Calcul de moment d'inertie

$$I = 8068.20 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.16 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.16 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_o} \\ \frac{A}{db} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $h = 21 \text{cm}$ $l = 440$

$$\frac{21}{440} = 0.047 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le **BAEL 9 (Art B.6.5.2)** comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- Propriété de la section:

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.03cm.$$

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times H + 15A_s = (65 \times 21) + (15 \times 2.36) = 1400.4cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) \Rightarrow V_1 = 10.71cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 10.29cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e = 2cm \text{ enrobage})$$

$$\Rightarrow I_0 = 50659.01cm^4 \quad \text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10.19} = 0.012$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

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

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

- **Contraintes :**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f):**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2 = 1.3 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.45 = 2.24 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (3.45 + 5) = 5.49 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.3 \times 4.4^2}{8} = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.24 \times 4.4^2}{8} = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{5.49 \times 4.4^2}{8} = 9.96KN.m$$

$$y = 4.03cm, I_0 = 50659.01cm^4, I = 9351.27cm^4, \rho = 0.012,$$

$$\lambda_i = 3.55, \quad \lambda_v = 1.42$$

$$\sigma_{sj} = 56.43Mpa, \quad \sigma_{sg} = 97.49Mpa \quad \sigma_{sp} = 239.16Mpa.$$

$$\mu_j = 0.35 < 0, \quad \mu_g = 0.62 < 0 \quad \mu_p = 0.84 < 0$$

$$If_{ij} = 24849.45cm^4, If_{ig} = 17418.90cm^4, If_{ip} = 13994.20 \quad If_{vg} = 29634.60cm^4.$$

$$f_{ji} = 0.00056m, \quad f_{gi} = 0.00140m \quad f_{pi} = 0.00428m \quad f_{gv} = 0.006m.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.006 - 0.00056 + 0.00428 - 0.00140 = 8.32 \times 10^{-3}m$$

$$\Delta f = 0.83cm \leq f_{adm} = 0.860cm. \quad \text{C'est vérifié}$$

Ferraillage des poutrelles :

Les armatures des poutrelles des différents niveaux sont calculées de la même manière.

Les résultats de ferraillage de différentes poutrelles sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9. Sections de ferraillage des poutrelles

		M (KN. m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Plancher commercial	Travée	13.62	0.040	0.051	18.6	2.10	1.49
	Appui inter	11.92	0.233	0.33	16.4	2.08	0.29
	Appui de rive	2.5	0.047	0.06	17.5	0.409	1.49
Plancher étage courant	Travée	6.74	0.020	0.025	18.8	1.02	1.49
	Appui inter	4.10	0.079	0.104	18.2	0.64	0.229
	Appui de rive	0.92	0.0179	0.022	18.2	0.14	0.229
Terrasse inaccessible	Travée	7.80	0.023	0.029	18.7	1.19	1.49
	Appui interne	4.54	0.088	0.116	18.1	0.71	0.29
	Appui de rive	1.06	0.020	0.026	18.8	0.162	0.29

Tableau III.10. armatures longitudinales et transversales adoptées

Étage	Barres	Section (cm^2)	Ferraillage transversale	
			A_t	S_t
Plancher	Travée	3HA10	2.36	

commercial	Appui inter	1HA10+1HA14	2.33	2Φ6	15
	Appui de rive	1HA10	0.79		
Plancher étage courant	Travée	3HA8	1.51		
	Appui inter	2HA8	1.01		
	Appui de rive	1HA8	0.50		
Terrasse inaccessible	Travée	3HA8	1.51		
	Appui inter	2HA8	1.01		
	Appui de rive	1HA8	0.50		

Tableau III.11. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
Commercial	$1.05 \leq 3.33$	$20.08 \leq 113.47$	$4.69 \geq -1.71$	$3.15 \geq 0.57$	$0.99 \leq 3.33$
Courant	$0.51 \leq 3.33$	$9.87 \leq 113.47$	$2.52 \geq -0.84$	$2.01 \geq 0.27$	$0.45 \leq 3.33$
Terrasse inaccessible	$0.59 \leq 3.33$	$11.22 \leq 113.47$	$2.52 \geq -0.98$	$2.01 \geq 0.32$	$0.55 \leq 3.33$
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.12. Vérification des états limite de compression du béton.

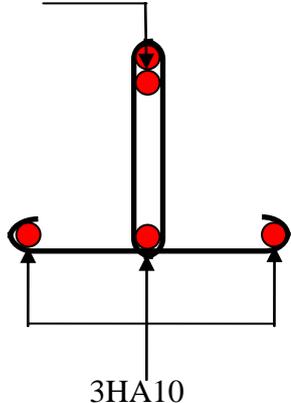
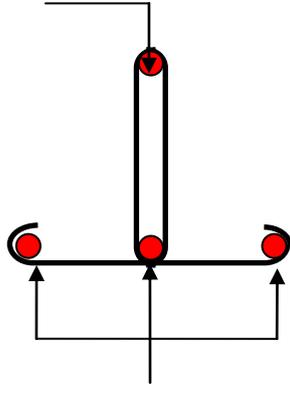
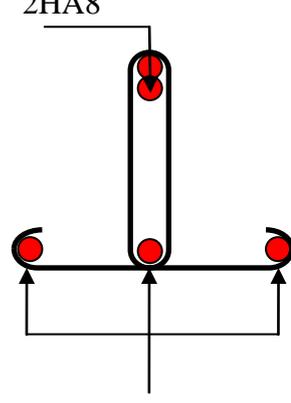
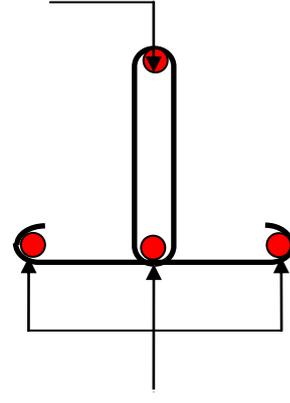
Plancher	Travée				Appui				Obser
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Commercial	9.05	4.03	9351.27	4.09	8.20	4.01	8068.20	4.16	Vérifier
Courant	4.84	3.30	6361.63	2.51	2.92	2.75	4070.24	1.97	Vérifier
Terrasse inaccessible	7.80	3.30	6361.63	4.04	5.86	2.75	4070.24	3.95	Vérifier

Tableau III.13. Vérification des états limite de déformation.

Planchers	Étage commercial	Étage courant	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	1.3	1.3	1.3
q_{gser} (KN/m)	2.24	2.24	2.24
q_{pser} (KN/m)	5.49	3.21	2.89
M_{jser} (KN.m)	2.35	2.35	2.35

M_{gser} (KN.m)	4.06	4.06	4.06
M_{pser} (KN.m)	9.96	5.82	5.24
I_0 (Cm ⁴)	50659.01	50396.1	50396.1
ρ	0.012	0.0079	0.0079
λ_i	3.55	5.37	5.37
λ_v	1.42	2.14	2.14
σ_{sj} (Mpa)	51.99	86.99	86.99
σ_{sg} (Mpa)	89.45	150.29	150.29
σ_{sp} (Mpa)	219.44	215.44	193.97
μ_j	0.20	0.24	0.24
μ_g	0.42	0.46	0.46
μ_p	0.70	0.58	0.55
I_{ij} (Cm ⁴)	32587.66	16855.90	16855.90
I_{ig} (Cm ⁴)	22370.49	15075.52	15075.52
I_{ip} (Cm ⁴)	15989.93	13472.92	14021.93
I_{vg} (Cm ⁴)	34906.60	27935.75	27935.75
f_{ji} (mm)	0.56	0.83	0.83
f_{gi} (mm)	1.09	1.62	1.62
f_{pi} (mm)	4.28	2.60	2.24
f_{gv} (mm)	6	5.80	3.38
Δf (mm)	8.3	5.95	3.17
f_{adm} (mm)	8.60	8.60	8.60

Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage commercial	<p>1HA10+1HA14</p>  <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p>  <p>3HA10</p>
Terrasse courant et terrasse inaccessible	<p>2HA8</p>  <p>3HA8</p>	<p>1HA8</p>  <p>3HA8</p>

III .1.2.7.Ferrailage de la dalle de compression :

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

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit

5HA5/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm<33cm...Vérifiée.

$3HA6/ml=0.85cm^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=33.33cm < 44cm \dots$ Vérifiée.

- Schéma de ferrailage

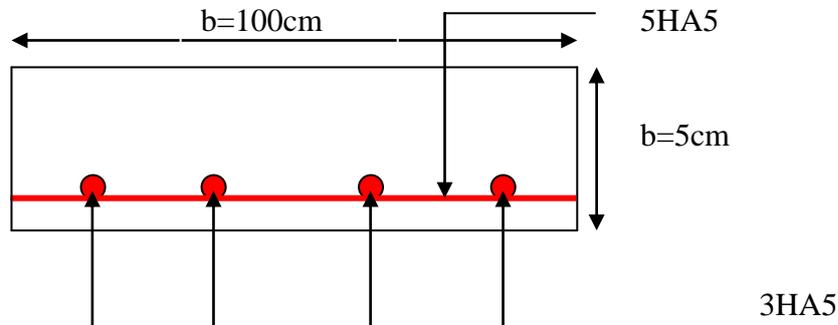


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Etude de dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

Dans notre projet on est amené à étudier les trois types suivants :

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

On appelle panneaux de dalle dans un plancher les parties de dalle bordées par des appuis.

l_x : La plus petite dimension de panneaux.

l_y : La plus grande dimension de panneaux.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ si } \begin{cases} \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant } l_x). \\ \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

III.2.1. Dalle sur quatre appuis :

$$l_x = 3.00 \text{ m}$$

$$l_y = 4.60 \text{ m}$$

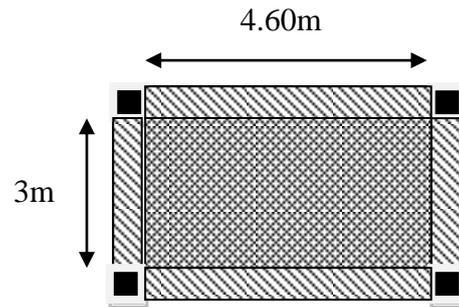


Figure III.8. Dalle sur 4 appuis.

$$\Rightarrow \rho = \frac{3.00}{4.60} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.2.1.1.Évaluation des charges :

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.95 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}^2.$$

III.2.1.2. Les sollicitations:

- **A L'ELU ($\nu = 0$) :**

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.91 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 8.07 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 2.91 = 2.18 \text{ KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_t^x = -0.50 M_0^x = -0.50 \times 8.07 = -4.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = -0.50 M_0^y = -0.50 \times 2.91 = -1.41 \text{ KN.m}$$

- **A L'ELS ($\nu = 0.2$) :**

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = 6.13KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = 3.20KN.m$

- En travée:

$M_t^x = 0.75 M_0^x = 4.59KN.m$

$M_t^y = 0.75 M_0^y = 2.4KN.m$

- En appui:

$M_t^x = -0.50 M_0^x = -3.06KN.m$

$M_t^y = -0.50 M_0^y = -1.6KN.m$

III.2.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.14) m^2$.

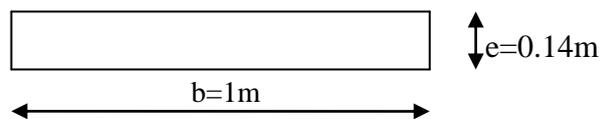


Figure III.9.Section de la dalle pleine a ferrailée.

• Sens xx':

$d_x = e - c = 14 - 2 = 12cm$

- En travée:

$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.029$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.036$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.118m$

$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.47 cm^2$

- En appui:

$\mu_{bu} = 0.019$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.023$

$z = 0.118m$

$A_t = 0.98 cm^2$

• Sens yy':

$d_y = 11 cm$

- En travée:

$\mu_{bu} = 0.012$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 0.015 \qquad z = 0.109m \qquad A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

- En appui:

$$\mu_{bu} = 0.008 \qquad \mu_{bu} < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.010 \qquad z = 0.109m \qquad A_t = 0.37 \text{ cm}^2$$

III.2.1.4. Vérification :

• A L'ELU:

- Condition de non fragilité:

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \qquad \text{Vérifiée}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.65 > 0.4 \qquad \text{Vérifiée}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times e = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.14. Choix des armatures.

		$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A^{adpt}(\text{cm}^2)$
xx'	travée	1.47	1.14	4HA8=2.01
	appui	0.98	1.14	4HA8=2.01
yy'	travée	0.57	1.12	4HA8=2.01
	appui	0.37	1.12	4HA8=2.01

- L'espacement des barres :

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- Vérification de cisaillement:

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{11.95 \times 3}{2} = 17.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.92}{1 \times 120} \Rightarrow \tau_u = 0.14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• **A L'ELS:**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Tableau III.15. Vérification d'état limite de compression du béton.

	$M_t(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{Mpa})$	obser
En travée						
Sens xx'	4.59	2.40	3239.42	3.40	15	Vérifiée
Sens yy'	2.4	2.29	2687.60	2.04	15	Vérifiée
En appui						
Sens xx'	3.06	2.40	3239.42	2.26	15	Vérifiée
Sens yy'	1.6	2.29	2687.60	1.36	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche:**

Sens xx':

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée. Il faut vérifier la flèche.

Sens yy':

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{4.6} = 0.030 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée. Il faut vérifier la flèche.

• **Calcul de la flèche:**

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right)$$

. f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

. f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Évaluation des moments en travée :

$q_{jser} = G - g_{revetement} = 3.5KN/m^2$ La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = G = 4.97KN/m^2$: La charge permanente qui revient à la dalle.

$q_{pser} = G + Q = 8.47KN/m^2$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Tableau III.16.vérification des états limite de déformation.

	Sens xx'	Sens yy'
M_{jser} (KN.m)	2.95	6.94
M_{gser} (KN.m)	4.19	9.85
M_{pser} (KN.m)	7.14	16.80
I_0 (Cm ⁴)	23620.42	2687.60
ρ	0.0016	0.0018
λ_i	13.12	11.66
λ_v	5.25	4.66
σ_{sj} (Mpa)	131.13	337.36
σ_{sg} (Mpa)	186.25	478.82
σ_{sp} (Mpa)	317.39	816.68
μ_j	0.00	0.188
μ_g	0.00	0.337
μ_p	0.110	0.539
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	25982.46	926.154
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	25982.46	599.737
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	10634.60	405.829

I_{fg} (Cm ⁴)	25982.46	1150.14
f_{ji} (mm)	0.317	0.49
f_{gi} (mm)	0.451	1.08
f_{pi} (mm)	1.87	2.72
f_{gv} (mm)	2.30	2.88
Δf (mm)	3.40	4.03
f_{adm} (mm)	6.00	9.20

III.2.1.5. Schéma de ferrailage :

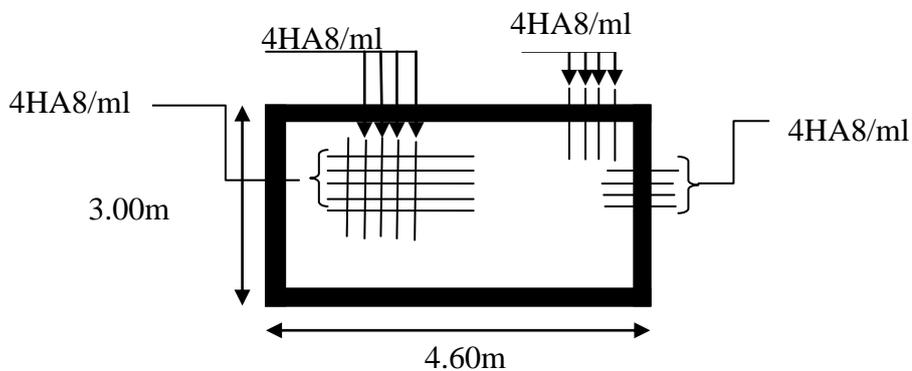


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

III.2.2. Dalle sur trois appuis :

$$l_x = 1.35 \text{ m}$$

$$l_y = 3.00 \text{ m}$$

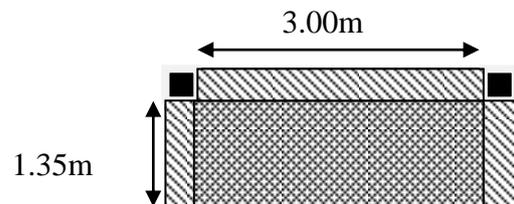


Figure III.11. Dalle sur 3 appuis

$$\Rightarrow \rho = \frac{1.35}{3.00} = 0.45 > 0.40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.2.2.1. Évaluation des charges :

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 11.95 \text{ KN/m}^2 \quad \quad q_s = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

III.2.2.2. Les sollicitations:

$$l_x = 1.35m < \frac{l_y}{2} = 1.5m \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = q \frac{l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

Tableau III.17.calcul des sollicitations.

			M ₀	M
ELU	Travée	Sens XX	13.06	0.85 M ₀ ^x = 11.10KN.m
		Sens YY	4.90	0.85 M ₀ ^y = 4.16KN.m
	Appui	Sens XX	13.06	-0.30 × M ₀ ^x = -3.91KN.m
		Sens YY	4.90	-0.30 × M ₀ ^y = -3.91KN.m
ELS	Travée	Sens XX	9.26	0.85 M ₀ ^x = 7.87KN.m
		Sens YY	3.47	0.85 M ₀ ^y = 2.94KN.m
	Appui	Sens XX	9.26	-0.30 × M ₀ ^x = -2.77 KN.m
		Sens YY	3.47	-0.30 × M ₀ ^y = -2.77KN.m

III.2.2.3. Ferrailage :

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

Tableau III.18.calcul du ferrailage.

		M (KN.m)	d (cm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)
Sens xx'	Travée	11.10	12.00	0.054	0.069	0.116	2.75
	Appui	3.91	12.00	0.019	0.023	0.118	0.95
sens yy'	Travée	4.16	11.00	0.020	0.025	0.118	1.01
	Appui	3.91	11.00	0.019	0.023	0.118	0.95

III.2.2.4. Vérification :

- A L'ELU:

- Condition de non fragilité:

$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ Vérifiée.

$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.45 > 0.4$ Vérifiée.

$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times e = 1.42 \text{ cm}^2$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.19. Choix des armatures.

		A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)
xx'	Travée	2.75	1.42	4HA10=3.14
	Appui	0.95	1.42	4HA8=2.01
yy'	Travée	1.01	1.12	4HA8=2.01
	Appui	0.95	1.12	4HA8=2.01

- L'espacement des barres :

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- Vérification de cisaillement:

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.95 \times 1.35}{2} \frac{3.00^4}{1.35^4 + 3.00^4} = 7.74\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.74}{1 \times 120} \Rightarrow \tau_u = 0.064\text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17\text{Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• A L'ELS:

- État limite de compression du béton

Tableau III.20. Vérification d'état limite de compression du béton.

	M _t (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obser
Sens xx'	7.87	2.92	4713.03	4.87	15	vérifiée
Sens yy'	2.94	2.29	2687.55	2.50	15	vérifiée

- État limite d'ouverture des fissures:

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

$$\sigma_{st} = 227.43\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 240\text{Mpa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche:

Sens xx':

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.35} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens yy':

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3.00} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0018 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

⇒ La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée. La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.21. Vérification de la flèche dans le sens yy'.

Évaluation des moments en travées						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
3.50	4.97	8.47	2.95	4.20	7.14	
Propriétés de la section						
Y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
2.29	23349.07	0.018	1.17	0.468	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
143.40		204.17		347.09		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.704	0.781	0.864	14083.6	13420.62	12772.50	18809.10
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
0.0586		0.0875		0.156		0.318
$\Delta f_t = 0.328\text{cm} < f_{adm} = 0.6\text{cm}$						

III.2.2.5. Schéma de ferrailage :

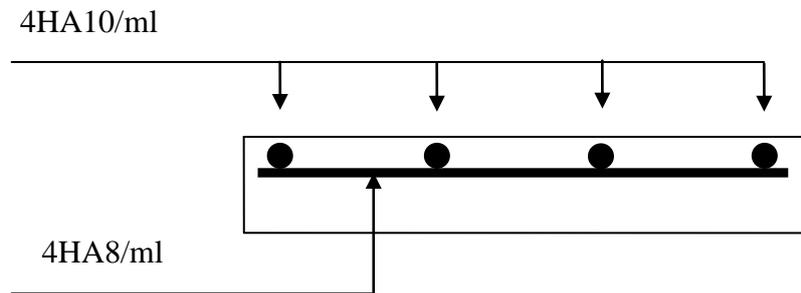


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3

III.2.3. Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.05m.$$

$$l_y = 3.00m.$$

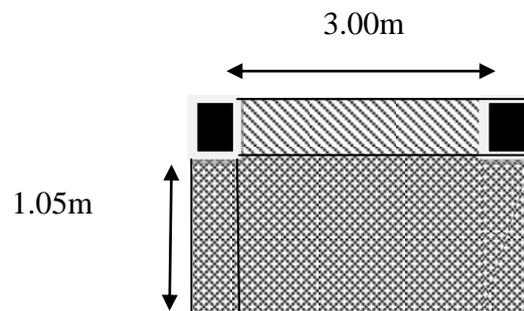


Figure III.13. Dalle sur 2 appuis.

$$\Rightarrow \rho = \frac{1.05}{3.00} = 0.35 < 0.40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.2.3.1. Évaluation des charges :

- **La dalle** (charge répartie)

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 11.95 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = 8.47 \text{ KN/m}^2.$$

- **Le garde corps** (charge concentré)

$$G = 1.30 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 3.25 \text{ KN/m}^2. \quad q_s = 2.30 \text{ KN/m}^2.$$

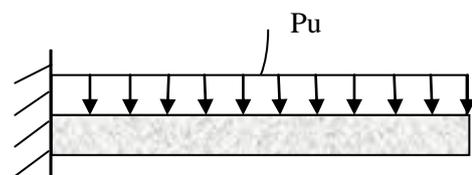


Figure III.14. Schéma statique de la consolle

III.2.3.2. Les sollicitations:

- A L'ELU :

- Moment max:

$$M_u = \frac{q_1 \times l_x^2}{2} + q_2 l_x \Rightarrow M_u = 9.99 \text{ KN.m.}$$

- L'effort tranchant :

$$V_u = q_1 l_x + q_2 \Rightarrow V_u = 15.79 \text{ KN.}$$

- A L'ELS :

$$M_s = \frac{q_1 \times l_x^2}{2} + q_2 l_x \Rightarrow M_s = 7.07 \text{ KN.m.}$$

III.2.3.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

Tableau III.22. calcul du ferrailage.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
9.99	0.048	0.061	0.117	2.45	1.12	4HA10=3.14	33

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 ; S_t = 20 \text{ cm}$$

III.2.3.4. Vérification :

- A l'ELU :

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.79}{1 \times 120} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa.}$$

- A l'ELS
 - la vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.23. Vérification d'état limite de compression du béton.

(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
7.07	2.92	4713.03	4.38	15	vérifier

- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.05} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3.5.Schéma de ferrailage :

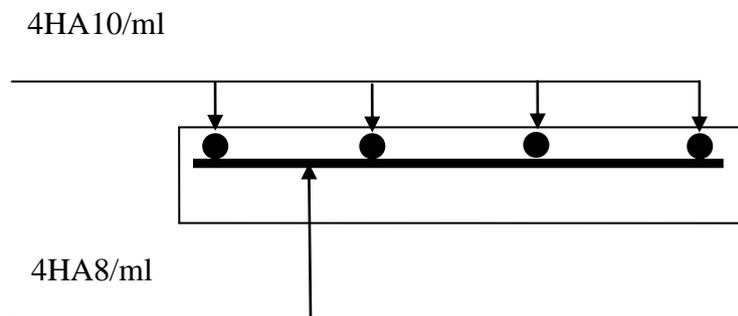


Figure III.15.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

III.3. Etude des escaliers

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier, ce type est composé de :

- Un palier d'épaisseur 16 cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 16 cm.
- Giron de 30cm.
- Hauteur des contre marches de 17cm.

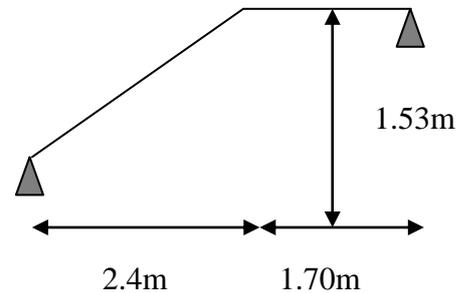


Figure III.16. Schéma statique d'escalier.

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 suivant :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode de R.D.M.

III.3.1. Charges et surcharges

Palier : $G_{palier} = 4.97KN/m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8KN/m^2$

$Q_{escalier} = 2.5KN/m^2$

III.3.2. Moments et efforts tranchants

Pour la volée

$q_u = 1.35 \times 8 + 1.5 \times 2.5 = 14.55KN/ml.$

$q_s = 8 + 2.5 = 10.5 KN/ml$

Pour le palier

$q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5 = 10.46KN/ml.$

$q_s = 4.97 + 2.5 = 7.47 KN/ml$

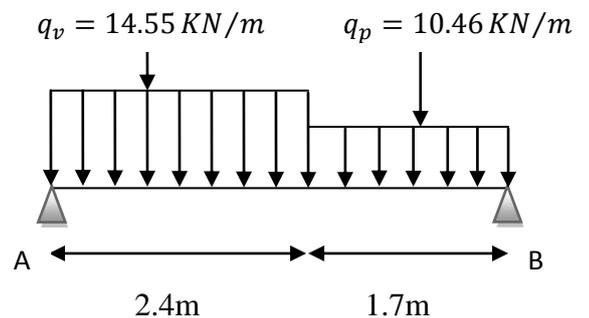


Figure III.17. Les charges sur l'escalier.

Calcul des sollicitations par la méthode de RDM on trouve :

- Calcul des réactions d'appui à l'ELU

$$R_A = \frac{(14.55 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.7\right) + (10.46 \times 1.7^2/2)}{(2.4 + 1.7)} = 28.38KN.$$

$$R_B = 24.31KN.$$

Calcul de moment :

$$0 < x < 2.4$$

$$M_0 = (R_A \times x) - \left(q_v \times \frac{x^2}{2}\right).$$

$$M_0^{max} = 26.21KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75 \times M_0 = 19.65KN.m$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -13.10KN.m$$

Effort tranchant :

$$V_{max} = 28.38KN.$$

- Calcul des réactions d'appui à l'ELS

$$R_A = 20.45KN. \quad R_B = 17.44KN.$$

Calcul de moment :

$$0 < x < 2.4$$

$$M_0^{max} = 20.45KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75 \times M_0 = 15.33KN.m$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -10.22KN.m$$

III.3.3.Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

$$M_t = 19.65.KN.m : \text{Moment en travée.}$$

$$M_a = 13.10KN.m : \text{Moment en appuis.}$$

Caractéristique de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 14 \text{ cm.} \\ h = 16 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

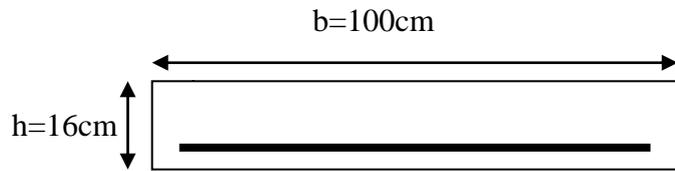


Figure III.18. Section a ferrailé.

Tableau III.24. : Les résultats de calcul de ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	19.65	0.070	0.090	13.49	4.15	4HA12=4.52
En appui	13.10	0.047	0.060	13.66	2.83	4HA10=3.14

III.3.4. Vérification :

- A l'ELU

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On a : $A_{opt} > A_{min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min (0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{28.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.202 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.202 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Armature de répartition:

$$\left. \begin{array}{l} A_r^t = \frac{A_{opt}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_r^a = \frac{A_{opt}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Espacement des barres :

Sens longitudinales : $S_t \leq \min (3e, 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$

Sens transversales : $S_t \leq \min(4e, 45) = 45\text{cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 25\text{cm}$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivant :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(28.38 \times 10^{-3} - \frac{13.10 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right) \times \frac{1.15}{400} = -2.17\text{cm}^2$$

- **A L'ELS**

Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

D'après le **BAEL91(ART5.3.2)** 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 :

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

Tableau III.25. Vérification d'état limite de compression du béton.

Position	$M_s(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Observation
En travée	15.33	3.73	8880.72	6.43	15	Vérifiée
En appui	10.22	3.19	6585.87	4.95	15	Vérifiée

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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.16}{4.1} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche

Tableau III.26. Vérification de la flèche

Évaluation des moments en travées						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
6.61	8	10.5	3.57	4.32	5.67	
Propriétés de la section						
ρ	λ_i	λ_v	E_i		E_v	
0.032	0.65	0.26	32164.2		10721.4	
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
61.92		74.93		98.35		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.633	0.685	0.750	28503.70	27837.08	27046.41	34149.51
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
0.0218		0.0277		0.0375		0.0892
$\Delta f_t = 0.0772\text{cm} < f_{adm} = 0.48\text{cm}$						

Schéma de ferrailage :

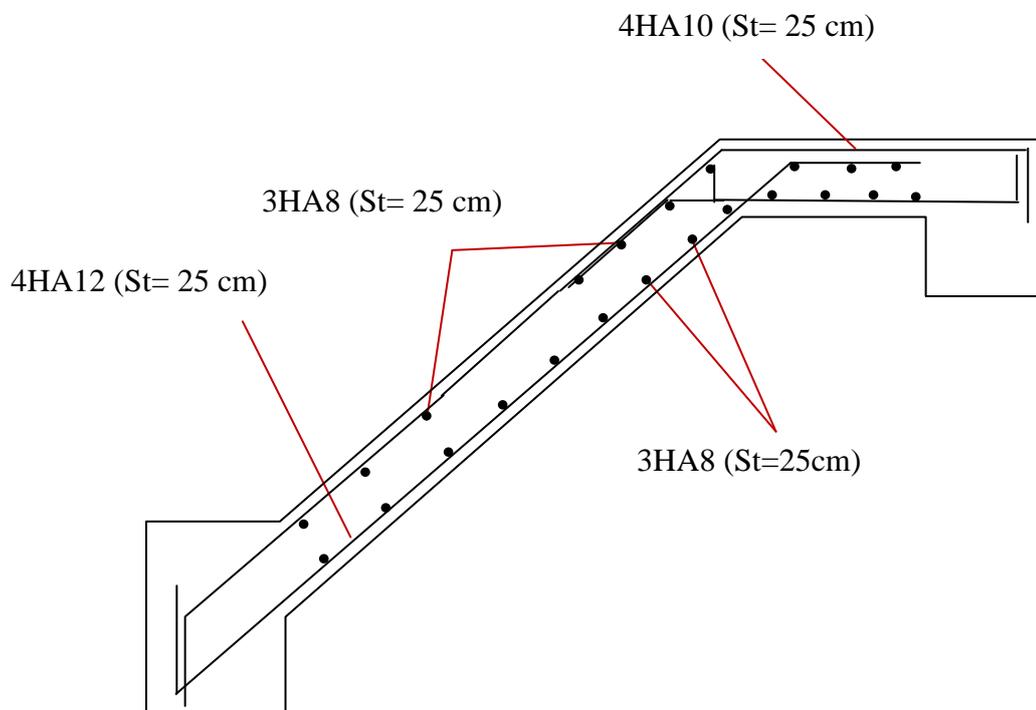


Figure III.19.Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.5. Étude de la poutre palière:

III.3.5.1. Dimensionnement:

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.67\text{cm} < h < 31\text{cm}$$

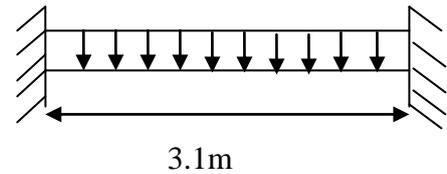


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 35\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

(VII.7.5)[4]

On prend : h=35cm ; b=30cm.

III.3.5.2. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN/m}$$

$$g_m = 2.62 \times \frac{(3.06 - 0.35)}{2} = 3.55\text{KN/m}$$

III.3.5.3 Les sollicitations de la poutre palière:

Tableau III.27. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 24.31\text{KN}$	$R_B = 17.44\text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 32.64\text{KN/m}$	$P_s = 25.77\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.07\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 10.32\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -26.14\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -20.63\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 50.60\text{KN}$	

III.3.5.4.Ferraillage:

Tableau III.28. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)
En travée	13.07	0.0084	0.010	0.328	1.14
En appuis	26.14	0.017	0.021	0.327	2.29

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25\text{cm}^2$

III.3.5.5.Vérification :

- A L'ELU

L'effort tranchant:

$$V_u = 50.60\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.51\text{Mpa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(50.60 \times 10^{-3} - \frac{26.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.07\text{cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm.}$$

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

Calcul de la section 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 de l'escalier

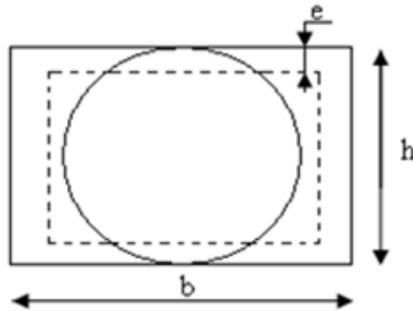


Figure III.21. Section creuse équivalente

$$M^{torsion} = M_b^a = 13.10 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2.2.) [4]

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_1 : section d'acier.

$$\Phi = \min(b, h) \Rightarrow \Phi = \min(30, 35) \text{ cm} \Rightarrow \Phi = 30 \text{ cm}$$

$$e = \Phi / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0750 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.10 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.10 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 2.76 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

BAEL91 (Article I.III) [1]

$$\text{On a } V_{\max} = 50.60 \text{ KN}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{50.60 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.51 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.10 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0750 \times 0.05} = 1.74 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.81 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3.25 \text{Mpa}$

Condition vérifiée.

III.3.5.6 Ferrailage

Calcul des armatures longitudinales :

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.14 + \frac{2.76}{2} = 2.53 \text{cm}^2 \Rightarrow A^t = 2.53 < 5.25 \text{cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.29 + \frac{2.76}{2} \Rightarrow A^a = 3.67 \text{cm}^2 < 5.25 \text{cm}^2$$

On ferraille avec A, Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$

Calcul des armatures transversales :

Tableau III.29. Calcul des armatures transversales.

Flexion simple	Torsion
$A_{min} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_{min} \geq 0,45 \text{cm}^2$	$A_{min} = 0.4 \times e \times \frac{St}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.075 \text{cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})/0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.01 \text{cm}^2$	$A_t = M_{Tu} \times St \times /2 \times \Omega \times f_{st} = 0.37 \text{cm}^2$

D'où $A_t = 0.45 + 0.37 = 0.82 \text{cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{cm}^2$

- A L'ELS**

État limite de compression de béton

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

En appuis: $M_a = 20.63 \text{KN.m}$; $y = 11.40 \text{cm}$; $I = 57015.79 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.63 \times 10^{-3}}{5.7015 \times 10^{-4}} \times 11.40 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifié

En travée: $M_t = 10.32 \text{KN.m}$; $y = 11.41 \text{cm}$; $I = 57015.74 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{5.7015 \times 10^{-4}} \times 11.40 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Évaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.11 > 0.0625; \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.006 < 0.01 \text{ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage de poutre palière

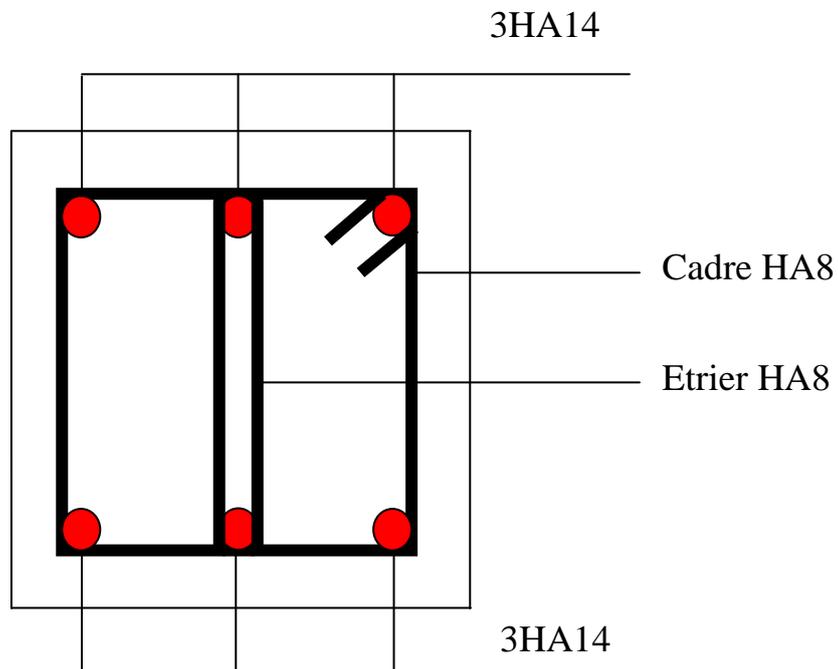


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palier.

III.4. Étude de la dalle de l'ascenseur :

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

On a $l_x = 1.70m$ et $l_y = 1.75m$ donc une surface $S = 1.75 \times 1.70 = 2.975m^2$

$$e = \frac{l_x}{20} = 0.85 \text{ Soit } e = 20cm.$$

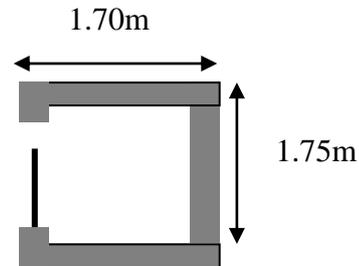


Figure III.23.Cage d'ascenseur.

III.4.1.Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2.$$

Poids de la machine.

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2.$$

Poids de revêtement en béton (e=5cm).

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2.975} = 34.28 \text{ KN/m}^2.$$

Poids de la machine.

$$G_{totale} = G' + G'' = 40.38 \text{ KN/m}^2.$$

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

A) Cas d'une charge répartie**Calcul des sollicitations****A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 56.01 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.81KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.28KN.m$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.63KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.19KN.m$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.34KN.m$

III.4.2.Calcul du ferrailage

La dalle est ferrillée en flexion simple pour une section $e \times 1m$

Avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

Tableau III.30. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge répartie)

SENS		M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A calculé (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	x-x	6.63	0.0144	0.0181.	0.178	1.06	5HA8=2.51	25
	y-y	6.19	0.0150	0.0189	0.168	1.04	5HA8=2.51	25
appui	x-x	2.34	0.005	0.0063	0.179	0.374	4HA8=2.01	25
	y-y	2.34	0.005	0.0063	0.179	0.374	4HA8=2.01	25

III.4.3.Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

En travée :

On calcul A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20cm \quad b = 100cm \quad \rho = 0.97$

$A_{min}^x = 1.62cm^2/ml$

Promotion 2013/2014

$$A_{min}^y = 1.6cm^2/ml$$

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51cm^2/ml > A_{min}^x = 1.63cm^2/ml. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51cm^2/ml > A_{min}^x = 1.6cm^2/ml. \quad \text{Vérfiée}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérfiée}$$

En appui

$$A_t^x = 4HA8 = 2.012.51cm^2/ml > A_{min}^x = 1.63cm^2/ml. \quad \text{Vérfiée}$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.012.51cm^2/ml > A_{min}^x = 1.6cm^2/ml. \quad \text{Vérfiée}$$

Vérfication de l'effort tranchant :

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

$\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 31KN.$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 28.42KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.18Mpa.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33MPa \quad (\text{pas de risque de rupture})$$

$\tau_u = 0.18MPa < 1.16MPa$ C'est vérifié (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.4.4.Vérfication à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 50.97 KN/m^2$$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.04065 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = 5.98KN.m \Rightarrow M_t^x = 5.08KN.m$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = 5.71KN.m \Rightarrow M_t^y = 4.85KN.m$$

Vérfication des contraintes

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

$$y = 3.32cm \quad I = 9355.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.80Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa.$$

B) Cas d'une charge concentrée

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

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

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

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

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

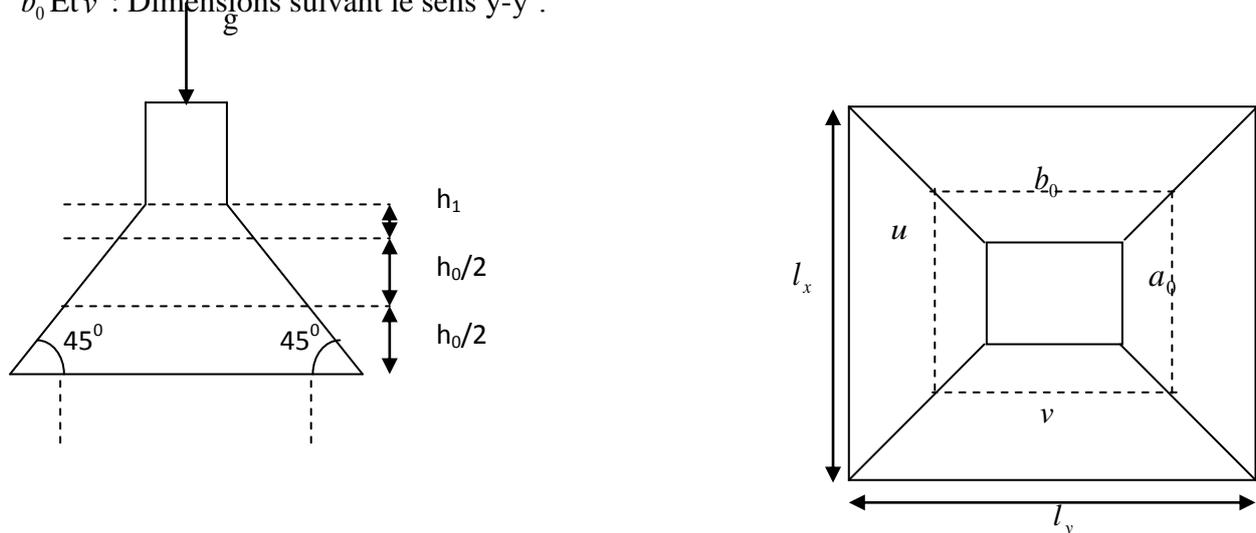


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad [1]$$

pour $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.64 \quad \text{et } \rho = 0.97$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.62 \quad \text{et } \rho = 0.97$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.085$ et $M_2 = 0.067$

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

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.085 = 11.85 \text{KN.m} \\ M_{y1} + 139.45 \times 0.067 = 9.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.87 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.79 \text{KNm}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.7 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.13 \text{KNm} \end{cases}$$

Moments en E travées: Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 10.79 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.61 \text{KNm}$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.81 \text{KNm}$

III.4.5. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée)

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	10.79	3.81	1.74	0.61	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens y-y'	8.61	3.81	1.47	0.61	5HA8=2.51	5HA8=2.51

III.4.6. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.63cm^2 / ml$$

$$A_t^y = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **En appui :**

$$A_a^x = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.73cm^2 / ml.$$

$$A_a^y = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440cm.$$

$$P_u = 139.45KN; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{KN}$$

$$P_u < 660 \text{KN}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\text{On a } v = u + 110 \Rightarrow \text{Au: } V_u = \frac{P_u}{2 \times u + v} = 42.25 \text{KN}$$

Donc

$$\tau_u = 0.234 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Sens } x-x': S_t \leq \min(2e; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm.}$$

$$\text{Sens } y-y': S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

III.4.7. Calcul à l'ELS :

- Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 10.16 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 8.68 \text{KNm.} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.64 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.57 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.8 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.25 \text{KNm} \end{cases}$$

$$M_{t,x} = 0.85 M_x = 9.18 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 7.86 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_y = 2.754 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Sens x-x'

$$y = 3.32 \text{cm} \quad I = 9333.4 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = \text{Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Sens y-y'

$$y = 3.22 \text{cm} \quad I = 8262.17 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

La FPN \longrightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 \\ h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.18}{10 \times 10.8} = 0.085 \\ A/b.d = 0.0014 \leq 4.2/f_e = 0.01 \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

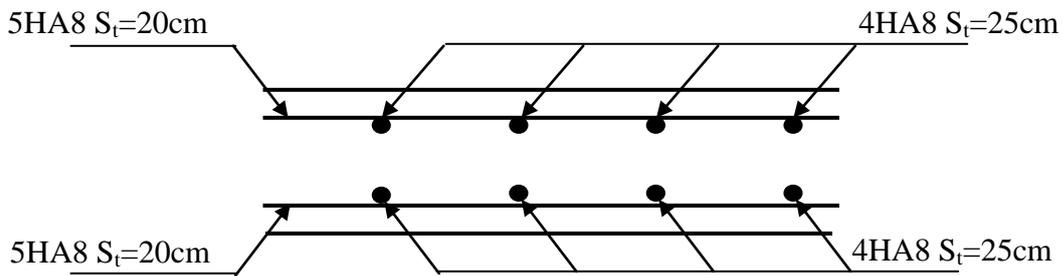


Figure III.25. Vue en coupe du ferrailage de la dalle l'ascenseur.

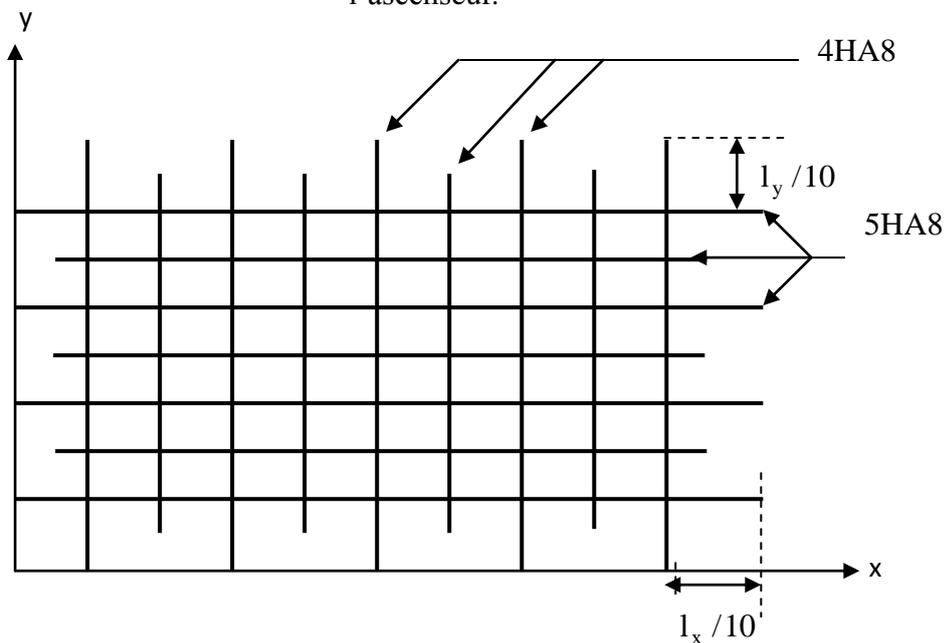


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la dalle l'ascenseur

III.5. Etude de l'acrotère

III.5.1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la linge de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considérée comme une console encastrée dans le plancher elle est soumise a son poids propre (G), a une surcharge horizontale (Q) qui est due a la main courante et une force latérale sismique (F_p).

III.5.2.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

III.5.3.Evaluation des charges et surcharge

▪ Poids propre :

$$S=(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times \frac{0.03}{2})$$

$$S=0.0685m^2.$$

$$G_1=25 \times 0.0685 \times 1ml \Rightarrow G_1=1.712KN.$$

▪ Enduit de ciment :

Intérieur (e=2cm)

$$G_2=20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1ml \Rightarrow G_2=0.24KN.$$

Extérieur (e=1.5cm)

$$G_3 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1ml \Rightarrow G_3=0.18KN.$$

$$G_T=G_1 + G_2 + G_3 \Rightarrow G_T = W_P = 2.132KN.$$

La charge due a la main courante Q=1KN.

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_P . \tag{Art 6.2.3}[2]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2B, zone IIa A=0.15). **(Tab 4.1)[2]**

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p=0.8$). **RPA(Tab6.1) [2]**

W_P : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.132 \Rightarrow F_p=1.023KN. \quad H=60cm$$

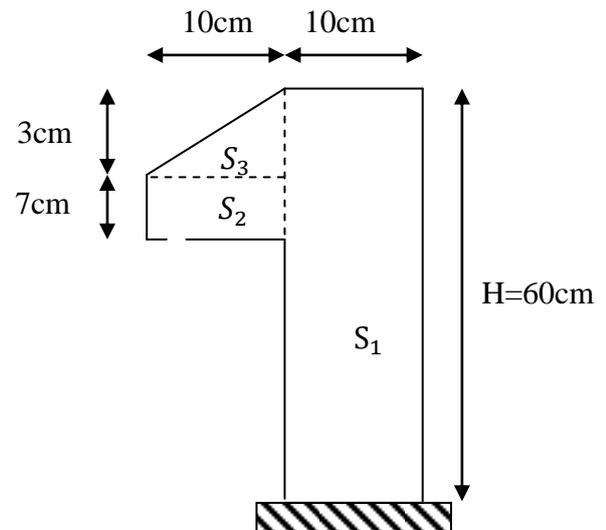


Figure III.27. Vue en plan d'un acrotère

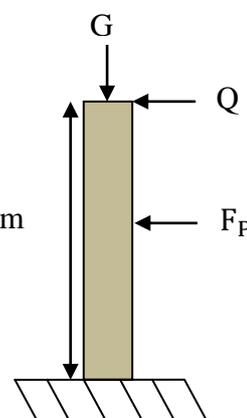


Figure III.28. Schéma statique de l'acrotère.

III.5.4. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G (X_G, Y_G)$

$$X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = \frac{(0.1 \times 0.6) \times 0.05 + (0.1 \times 0.07) \times (0.1 + 0.05) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) \times \left(0.1 + \frac{0.1}{3}\right)}{0.0685}$$

$$X_G = 0.062m$$

$$Y_G = \frac{(0.1 \times 0.6) \times \frac{0.6}{2} + (0.1 \times 0.07) \times \left(0.5 + \frac{0.07}{2}\right) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) \times \left(0.57 + \frac{0.03}{3}\right)}{0.0685}$$

$$Y_G = 0.330m.$$

- Moment engendré par les sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N_G = 2.132KN$.

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0KN$.

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

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0KN.m.$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m.$$

$$M_{FP} = F_P \times Y_G = 1.023 \times 0.330 = 0.340KN.m.$$

- Combinaison d'action :

Tableau III.32. les combinaisons d'action

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.132	2.878	2.132
M(KN.m)	0.94	0.9	0.6

III.5.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q.

$$N_u = 2.878KN.$$

$$M_u = 0.9NK.m.$$

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.313m. \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m. \end{cases}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve a l'extrémité du noyau central donc la est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit a ajouté e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{60}{250}\right) \Rightarrow e_a = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{BAEL Article A4.3.5 [1]}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

\emptyset : C'est le rapport de déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal a 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times H = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale a 10cm.

$$\text{Donc } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m. \end{cases}$$

III.5.7.Ferrailage de la section

$$h=10cm ; d=8cm ; b=100cm$$

$$f_{bu} = 14.2Mpa.$$

$$f_{st} = 348Mpa.$$

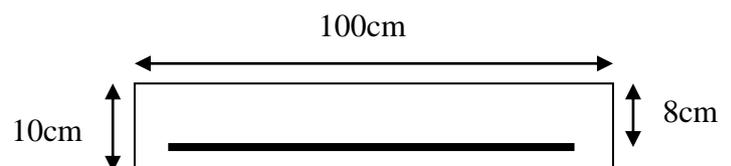


Figure III.29. Section a ferrailé

$$N_u = 2.878 \text{KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.878 \times 0.342 = 0.984 \text{KN.m}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.984 + 2.878 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 1.070 \text{KN.m.}$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.070 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0117$$

$$\mu_{bu} = 0.0117 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0147.$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.070 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} \Rightarrow A_l = 0.38 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{2.878 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307 \text{cm}^2$$

III.5.7.1. Vérification à l'E.L.U

▪ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

▪ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{cm}$. \Rightarrow On adopte $S_t = 30 \text{cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{cm}$. \Rightarrow On adopte $S_t = 20 \text{cm}$.

▪ Vérification au cisaillement :

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

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.023 + 1 \Rightarrow V_u = 2.023 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.023 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié \Rightarrow pas de risque de cisaillement.

▪ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{(Article. A.6.1. 3) [1]}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.023 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(Article. A.6.1.21) [1]}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III. 5.7.2 Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.132 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$\eta = 1.6$ pour les HR.

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y_{ser}}{I} \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times M_{ser} \times \frac{(d - y_{ser})}{I}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \quad ; \quad 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

▪ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

e_A : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.132} = 0.28 \text{ m.}$$

$$e_A = \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$C = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.23 \text{ m} = -23 \text{ cm.}$$

$$y_{ser} = y_C + C.$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0.$$

$$p = -3C^2 + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$p = -3(-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08+0.23}{1} \Rightarrow P = -0.153m^2.$$

$$q = -2 \times C^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}.$$

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.23)^2}{1} \Rightarrow q = 0.023m^3.$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (0.023)^2 + \frac{4 \times (-0.153)^3}{27} = -1.604 \times 10^{-6}.$$

$\Delta \leq 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions.

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.451$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{3p} \right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.664 \Rightarrow \varphi = 131.60^\circ.$$

$$y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.325m.$$

$$y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0.433m.$$

$$y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.108m.$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivant :

$$0 < y_{ser} = (y_c + c) < h = 10cm.$$

$$y_{c1} = 0.325m \Rightarrow y_1 + C = 0.095m = 9.5cm.$$

Vérifié.

$$y_{c2} = -0.433m \Rightarrow y_2 + C = -0.663m = 66.3cm.$$

N'est pas Vérifié.

$$y_{c3} = 0.108m \Rightarrow y_3 + C = -0.122m = 12.2cm.$$

N'est pas Vérifié.

Donc on choisit $y_c = 0.325m \Rightarrow y_{ser} = 9.5cm.$

▪ **Contrainte dans le béton**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 28647cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.199Mpa < 15Mpa.$$

▪ Vérification des armatures

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} \times \frac{(d-y_{ser})}{I} = -0.471Mpa < \bar{\sigma}_s = 201Mpa.$$

III.5.8.Schéma de ferrailage

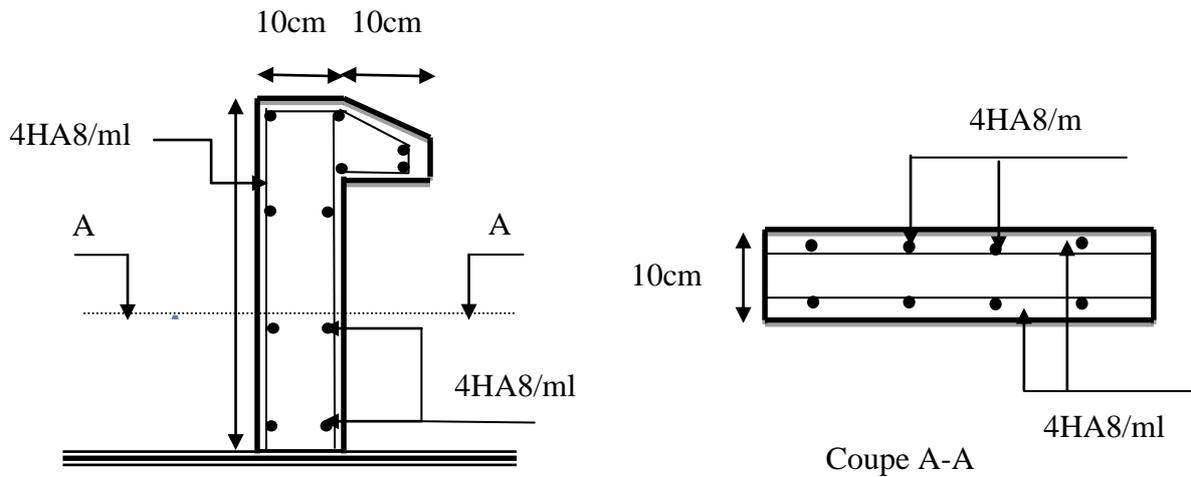


Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe.

Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un **R+9+sous sol** contreventé par voile portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel de calcul **SAP2000. V.14**.

IV.2.Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques (RPA99) préconisent trois méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1.Méthode statique équivalente :**IV.2.1.1.Principe de la méthode :****Art (4.2.1) [4]**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2.Calcul de la force sismique :**Art (4.2.3) [4]**

La force sismique V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le **Tableau 4.1 (RPA99/2003)** suivant la zone sismique et le d'usage du bâtiment :
Zone IIa
Groupe d'usage 2 $\Rightarrow A=0.15$
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **Tableau 4.3 (RPA99 /2003)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction
Donc **R=5**.

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec :

p_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	Observé	p_q/XX	Observé	p_q/YY
1-conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc **$Q_x = Q_y = 1.15$**

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau(i) :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec :

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **Tableau4.5 (RPA99/2003)**

$\beta = 0.20$: Pour les bâtiments a usage d'habitation.

$\beta = 0.60$: Pour les bâtiments a usage commercial.

W = 25255.364 KN.

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement η .

D est calculé à partir de l'expression suivant :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec : T_1 et T_2 la période caractéristique associée à la catégorie du site qui sont données par le **Tableau 4.7 (RPA99/Version 2003)**.

D'après le rapport du sol le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S3 (sol meuble).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Art 4.2.4}) [4]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34.6m$$

C_T : Coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage, est donné par les **RPA99 (Tableau 4.6)**.

Pour le contreventement mixte (portique-voile) avec interaction : $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (34.6)^{3/4} = 0.71s$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{L} \quad (\text{Art 4.2.4})[4]$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 12.5m \quad , \quad L_y = 20.9m$$

$$T_x = 0.80s \quad , \quad T_y = 0.62s$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x, T) = \min(0.88, 0.71) = 0.71s > T_2 = 0.5s \\ T_y = \min(T_y, T) = \min(0.68, 0.71) = 0.68s > T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3s \quad \text{et} \quad T_2 < T_y < 3s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.71)^{2/3} = 1.60 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.68)^{2/3} = 1.64 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.71 = 0.92s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.68 = 0.88s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.60 \times 1.15}{5} \times 25255.364 = 1394.09KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.15}{5} \times 25255.364 = 1428.94KN$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

IV.2.2.1. Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a. les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4. Les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.2.3. Modélisation et résultats:

a. Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Art 4.3.3) [4]}$$

- Schéma du spectre de calcul :

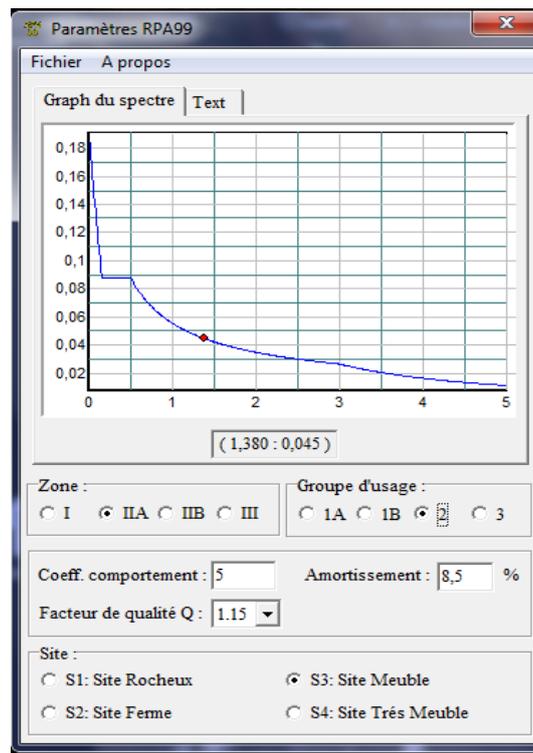


Figure IV.1. Spectre de repense.

b. Disposition des voiles:

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante:

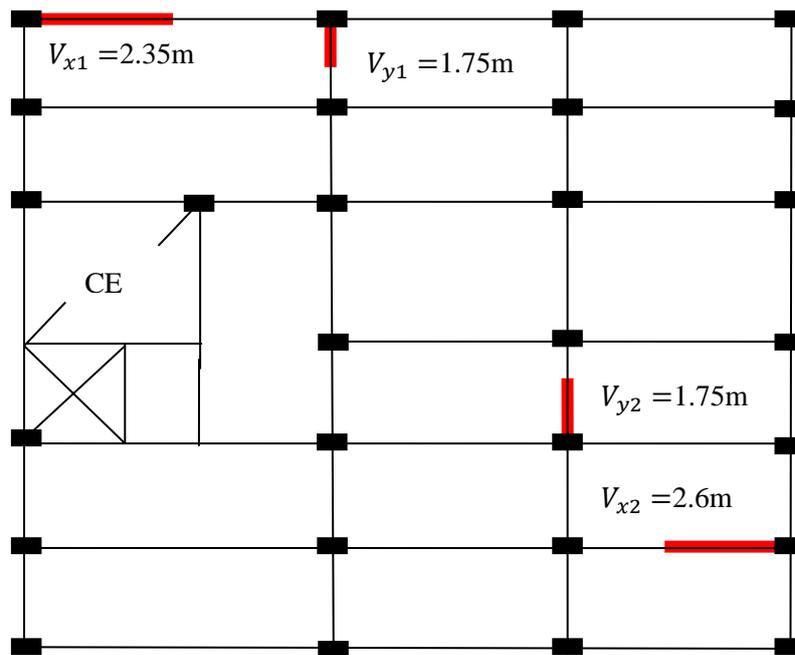


Figure IV.2. Disposition des Voiles.

Résultats obtenus:

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.1. Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0,783407	0.01055	0.56121	0.01055	0.56121
Mode 2	0,718208	0.53272	0.01266	0.54327	0.57387
Mode 3	0,642509	0.01085	0.00103	0.55412	0.5749
Mode 4	0,251842	0.00039	0.13777	0.55451	0.71267
Mode 5	0,214807	0.1519	0.0004	0.70641	0.71307
Mode 6	0,195386	0.00024	0.00066	0.70665	0.71372
Mode 7	0,152328	0.000028	0.15982	0.70667	0.87354
Mode 8	0,138276	0.0212	0.00012	0.72787	0.87366
Mode 9	0,135589	0.000099	0.0975	0.72797	0.97117
Mode 10	0,119989	0.165	0.000038	0.89297	0.9712
Mode 11	0,113899	0.00057	0.02136	0.89353	0.99256
Mode 12	0,111549	0.04937	0.00086	0.9429	0.99343

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivant :

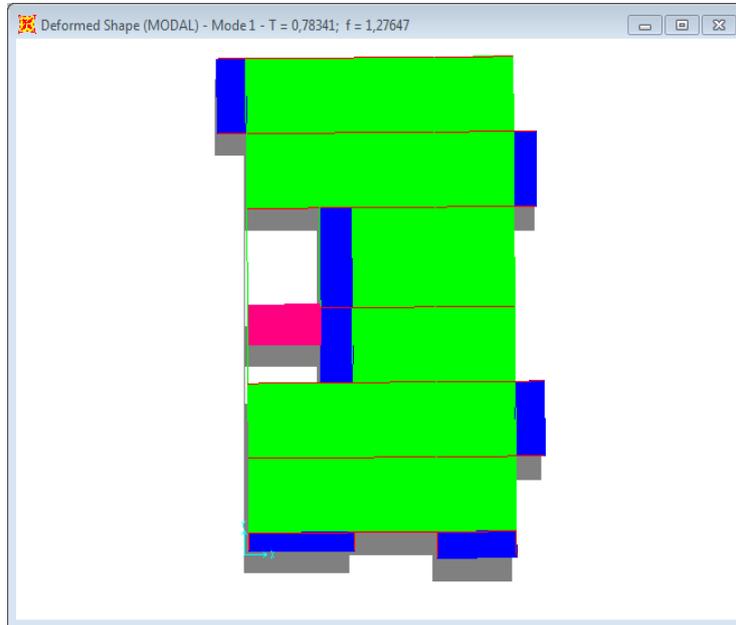


Figure VI.3. 1^{er} mode (translation suivant y).

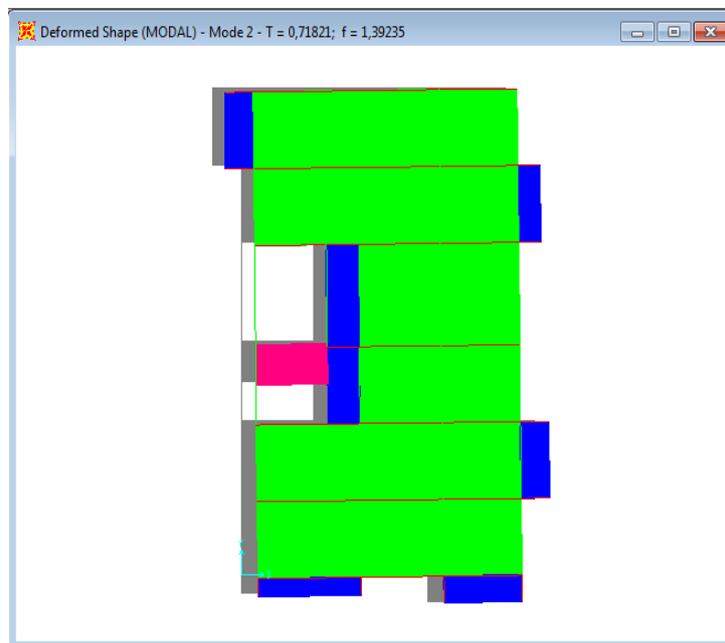


Figure VI.4. 2^{ème} mode (translation suivant x)

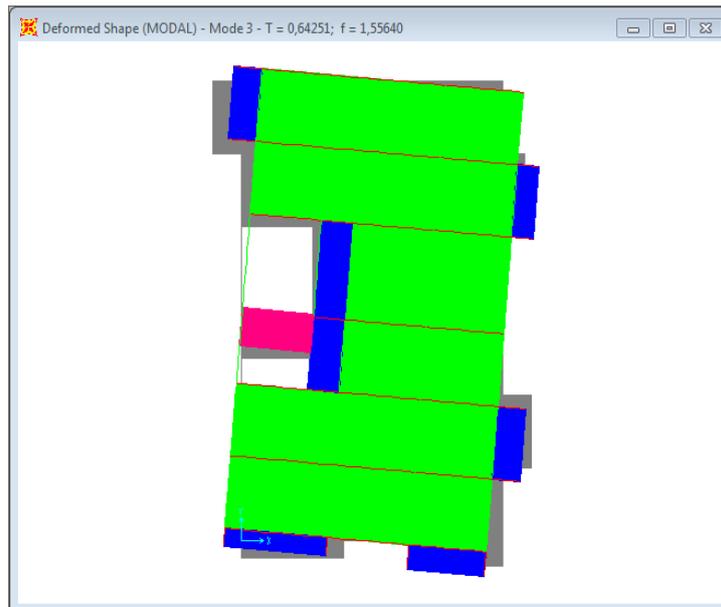


Figure VI.5. 3^{ème} mode (Torsion autour de Z)

IV.3. Justification de l'interaction Voiles-Portiques :

IV.3.1. Sous charges verticales:

Tableau IV.2. Vérification sous charges verticales.

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE ≥ 80%	VOILE ≤ 20%
Entre sol	26430.169	3579.959	88.070	11.929
RDC	23552.052	3097.573	88.376	11.623
NIV 01	21081.204	2360.174	89.931	10.068
NIV 02	18371.337	2387.05	88.500	11.499
NIV 03	15748.493	2228.643	87.602	12.397
NIV 04	13351.49	1954.649	87.229	12.770
NIV 05	10436.705	1738.865	85.718	14.281
NIV 06	8287.87	1409.395	85.466	14.533
NIV 07	6435.791	1075.257	85.68	10.750
NIV 08	4178.483	741.295	84.932	15.067
NIV 09	1923.926	388.35	83.204	16.795

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dont tous les niveaux.

IV.3.2. Sous charges horizontales :

Tableau IV.3. Vérification sous charges horizontales.

	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE ≥ 25%		VOILE ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol	386.301	461.797	814.386	699.878	32.173	39.752	67.826	60.247
RDC	215.982	211.038	553.353	454.18	28.073	31.724	71.926	68.275
NIV 01	241.324	250.405	566.68	410.201	29.866	37.905	70.133	62.094
NIV 02	563.647	619.812	432.225	370.36	56.598	62.596	43.401	37.403
NIV 03	477.573	544.014	464.967	330.908	50.668	62.178	49.331	37.82
NIV 04	559.259	599.288	319.285	290.87	63.657	67.323	36.342	32.67
NIV 05	468.443	469.566	323.786	230.405	59.129	67.083	40.870	32.91
NIV 06	458.09	442.696	227.057	192.618	66.860	69.681	33.139	30.31
NIV 07	426.855	411.292	200.67	162.398	68.021	71.693	31.978	28.307
NIV 08	295.793	269.487	144.869	134.769	67.124	66.662	32.875	33.33
NIV 09	272.254	225.919	120.543	107.66	69.311	67.725	30.688	32.274

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dont tous les niveaux.

IV.3.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.

NIVEAU	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
Entre sol et RDC	60 × 55	3300	2276.045	0.275	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55 × 50	2750	1785.343	0.259	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50 × 45	2250	1318.453	0.234	Vérifiée
5 ^{ère} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45 × 40	1800	897.979	0.199	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40 × 35	1400	312.371	0.089	Vérifiée

IV.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismique.

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens x-x	1200.62	1394.09	0.86	Vérifiée
Sens y-y	1161.658	1428.94	0.81	Vérifiée

VI.3.5. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K: Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.6. Vérification des déplacements.

Niv	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Niv1	0,0056	0.028	0	0.028	400	0.007	0.1	0.5	0	0.5	0.125
Niv2	0,0039	0.019	0.028	0.058	306	0.002	0.06	0.3	0.5	0.2	0.065
Niv3	0,0056	0.028	0.019	0.058	306	0.002	0.1	0.5	0.3	0.2	0.065
Niv4	0.02	0.1	0.028	0.072	306	0.023	0.42	2.1	0.5	1.6	0.522
Niv5	0.05	0.25	0.1	0.15	306	0.049	0.9	4.5	2.1	2.4	0.784
Niv6	0.08	0.4	0.25	0.15	306	0.049	1.43	7.15	4.5	2.65	0.008
Niv7	0.11	0.5	0.4	0.15	306	0.049	1.96	9.8	7.15	2.65	0.008
Niv8	0.14	0.7	0.55	0.15	306	0.049	2.46	12.3	9.8	2.5	0.008
Niv9	0.16	0.8	0.7	0.1	306	0.032	2.88	14.4	12.3	2.1	0.006
Niv10	0.19	0.95	0.8	0.15	306	0.049	3.25	16.2	14.4	1.85	0.006
Niv11	0.22	1.1	0.95	0.15	306	0.049	3.55	17.7	16.2	1.5	0.004

• **Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ :** **(Art 5.9) [4]**

Les effets du 2^{ém} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1 \quad \text{(Art 5.9) [4]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(Art 5.9) [4]}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

h_K : Hauteur d'étage K

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.

Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tableau IV.7. Vérification de l'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	400	22689.2	0.1	1200.687	0.0047	0.24	1161.675	0.0119
1^{er} étage	306	20134.309	0.05	769.335	0.0042	0.54	565.218	0.0628
2^{em} étage	306	17712.722	0.05	808.004	0.0035	1.13	554.606	0.0117
3^{em} étage	306	15337.249	0.4	995.872	0.0201	0.2	937.172	0.0106
4^{eme} étage	306	13071.359	0.6	942.54	0.0271	0.73	874.922	0.0356
5^{em} étage	306	10415.647	0.65	878.544	0.0251	0.72	805.158	0.0306
6^{eme} étage	306	8326.735	0.65	792.229	0.0223	0.68	699.971	0.0264
7^{er} étage	306	6475.058	0.65	685.147	0.0200	0.66	602.306	0.0231
8^{eme} étage	306	4307.238	0.6	565.787	0.0149	0.60	455.116	0.0187
9^{eme} étage	306	2255.66	0.5	440.662	0.0083	0.56	381.256	0.0108
10^{eme} étage	306	0	0.4	369.841	0	0.54	284.344	0

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

IV.4. Conclusion:

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques.

Les poteaux seront ferrillés selon les dimensions suivantes:

- Sous sol et RDC: (60x55).
- 1^{er} et 2^{ème} étage: (55x50).
- 3^{ème} et 4^{ème} étage: (50x45).
- 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} étage: (45x40).
- 8^{ème} et 9^{ème} étage: (40x35).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portique, l'effort réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

V.1.Introduction

Une construction résiste au séisme grâce a ces éléments porteurs principaux (Poteaux, poutres, voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2.Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de donnes du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+Q
- 0.8G-Q

RPA99 (Article 5.2)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Telle que :

N : Effort normale (compression ou traction).

M : Moment sollicitant.

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a. Armatures longitudinales :

RPA99/2003(Article7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIA).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\emptyset_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de $40\emptyset$ en zone IIA.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

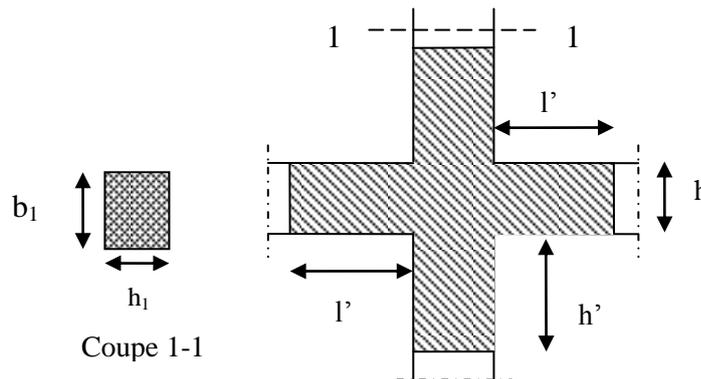


Figure V.1. La Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section de Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol et RDC	60X55	26.4	132	198
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55X50	22	110	165
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50X45	18	90	135
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45X40	14.4	72	108
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40X35	11.2	56	84

b. Les armatures transversales :

RPA99/2003 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales. Les armatures transversales des poteaux sont

Calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

RPA99/2003 (Article 7.4.2)

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

Avec ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: élanement géométrique)} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en pourcentage est :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes Si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite aux minimums de 10ϕ .

V.2.2.Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables du logiciel SAP2000. Les résultats sont résumés dans le tableau.

Avec :

$N > 0$: Effort de traction.

$N < 0$: Effort de compression.

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Sous sol et RDC	2231.494	26.588	155.817	32.339	51.645	616.337
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	1756.942	72.481	11.551	25.771	93.873	1100.06
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1295.216	60.165	12.425	13.32	82.548	795.423
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	879.39	54.782	8.732	1.125	74.186	364.382
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	297.913	36.602	1.04	2.679	45.874	226.581

V.2.3.Ferraillage des poteaux:

V.2.3.1.Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du entre sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2231,494\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 26,588\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU.}$
- $N_{min} = 155,817\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 32,339\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{G + Q + E.}$
- $M_{max} = 51,645\text{KN.m} \rightarrow N_{cor} = 616,339\text{KN.} \dots \dots \dots \text{0.8G + E.}$

Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d=0.5\text{m}, d'=0.03\text{m}$

$N=2231,494\text{KN}$ (compression).....(ELU)

$M=26,588\text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 26,588/2231,494 = 0,011$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots \text{(I)}$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 26,588 + 2231.494 \left(0.57 - \frac{0.6}{2}\right) = 629.091\text{KN.m}$$

$$A = 2231.494 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 629.091 \times 10^{-3} = 0.57$$

$$B = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2 = 0.833$$

$$A = 0.57 < B = 0.833$$

Donc la section partiellement comprimé.la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{629.091 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.247$$

$$\mu_{bu} > 0.182 \Rightarrow \text{pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.247 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.362$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.487 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 37.11 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -27.01 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

- **Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :**

$$M = 51.645 \text{KN.m}; N = 616.339 \text{KN} \Rightarrow e_G = 0.08 \text{m} < \frac{h}{2} = 0.30 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$A = 0.114 < B = 0.833 \rightarrow \text{Calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 218.056 \text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{218.056 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.085 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.182 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.112 \rightarrow z = 0.544 \text{m} \rightarrow A_1 = 13.10 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -4.61 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

- **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N = 155.817 \text{KN}; M = 32.339 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = 0.20 \text{m} > \frac{h}{2} = 0.3 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures.

$$A = 0.0097 < B = 0.833 \rightarrow \text{Calcul d'une section entièrement comprimée.}$$

$$M_A = 74.40 \rightarrow \mu_{bu} = 0.029 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.037 \rightarrow z = 0.561 \text{m} \rightarrow A_1 = 3.8 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -0.67 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.3. Calcul des armatures longitudinales.

Niveaux	Section (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Sous sol et RDC	60x55	0	0	26.4	28.65	4HA20+8HA16
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55x50	0	0	22	24.13	12HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x45	0.65	0.65	18	18.47	12HA14
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x40	0.329	0.329	14.4	15.20	4HA14+8HA12
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x35	0	0	11.2	13.57	12HA12

V.3.3.2. Les armatures transversales:

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Calcul des armatures transversales

Niveaux	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35
\varnothing_t^{max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
\varnothing_t^{min} (cm)	1.4	1.6	1.4	1.2	1.2
l_f (m)	2.8	2.14	2.14	2.14	2.14
λ_g	5.6	4.28	4.28	4.28	4.28
V_u (KN)	78.518	64.017	77.188	74.533	57.146
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	1.34	1.80	2.41	2.62	2.30
A_t^{min} (cm ²) zone nodale	2.75	2.5	2.25	2	1.75
A_t^{min} (cm ²) zone courante	4.125	3.75	3.375	3	2.625
A_t^{adp} (cm ²)	4.71	4.71	4.02	3.02	3.02
Barres	6T10	6T10	6T10	6T8	6T8

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

→ la condition est vérifiée.

V.3.4. Vérifications:

V.3.4.1. Vérification au flambement:

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement λ :

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élancement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f/b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f/b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on pris pour le calcul du ferrailage $N_d = 2231,4KN$

$$l_f = 2.8m \rightarrow \lambda = 16.14 < 50 \rightarrow \alpha = 0.81$$

$$B_r = (0.6 - 0.03) \times (0.55 - 0.03) = 0.30m^2$$

$$N_u = 0.81 \left[\frac{0.30 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.4 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.49 MN$$

$N_d = 2.231 MN < N_u = 5.51 MN \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.5.Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_d (MN)	N_u (MN)	Obser
Sous sol et RDC	0.60x0.55	4	2.80	16.14	0.81	28.4	0.30	2.231	6.54	Vérifier
Étage 1 et 2	0.55x0.50	3.06	2.14	13.47	0.82	24.13	0.25	1.756	4.32	Vérifier
Étage 3 et 4	0.50x0.45	3.06	2.14	14.80	0.82	18.47	0.20	1.295	3.56	Vérifier
Étage 5,6 et 7	0.45x0.40	3.06	2.14	16.45	0.81	15.20	0.15	0.879	2.72	Vérifier
Étage 8 et 9	0.45x0.35	3.06	2.14	18.51	0.80	13.57	0.12	0.297	2.15	Vérifier

V.3.4.2.Vérification des contraintes:

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15 \times A'(V - d')^2 + 15 \times A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 MPa$$

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

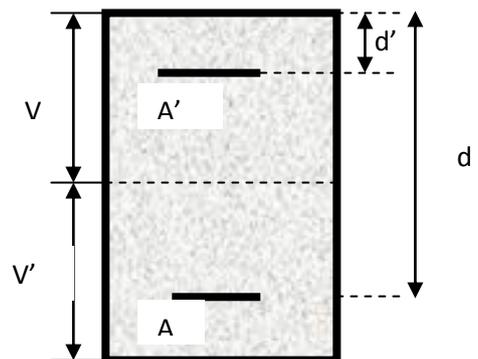


Tableau V.6.Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} Étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Étage
Section (cm ²)	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35
d (cm ²)	0.57	0.52	0.47	0.42	0.37
A' (cm ²)	0	0	0.65	0.329	0
A (cm ²)	28.4	24.13	18.47	15.20	13.57
V (m)	0.33	0.29	0.26	0.25	22
V' (m)	0.27	0.26	0.24	0.20	18
I _{yy'} (m ⁴)	0.01357	0.00960	0.00652	0.004304	0.002944
S (m ²)	0.376	0.323	0.2621	0.205	0.160
N _{ser} (KN)	1606.872	1267,186	934.989	635.369	216.543
M _{ser} (KN. m)	44.781	56.0866	43.13	45.88	28.435
σ _{bc} (MPA)	4.276	3.92	3.57	3.10	1.36
σ̄ _{bc} (MPA)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

V.3.4.3.Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA version 2003 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 :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

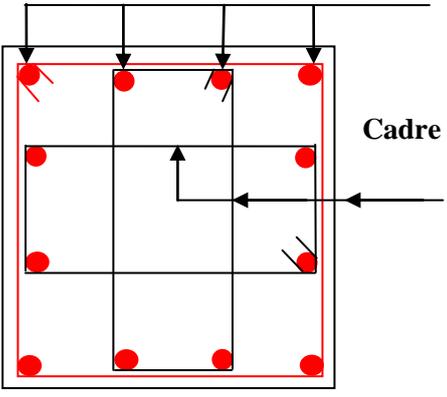
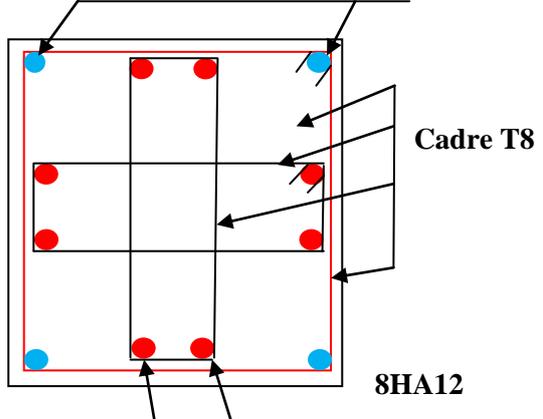
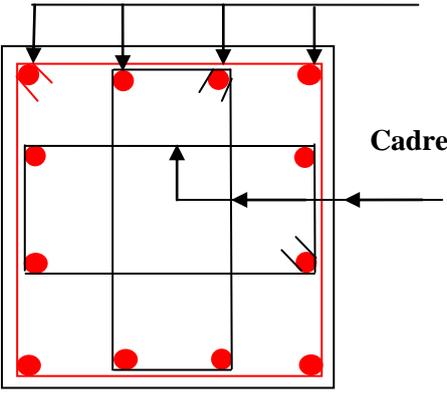
Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Sous sol et RDC	60x55	2.80	5.09	0.075	0.54	78.518	0.26	1.875	Vérifier
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55x50	2.14	4.28	0.04	0.50	64.017	0.23	1	Vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x45	2.14	4.28	0.04	0.45	77.188	0.34	1	Vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x40	2.14	4.28	0.04	0.40	74.533	0.41	1	Vérifier
7 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x35	2.14	4.28	0.04	0.36	57.146	0.40	1	Vérifier

V.3.5.Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8.Ferrailage des poteaux

Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage
Poteaux 60X55	Poteaux 55X50

<p>3^{eme} et 4^{eme} étage</p>	<p>5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage</p>
<p style="text-align: center;">4HA14</p>  <p style="text-align: right;">Cadre T8</p>	 <p style="text-align: right;">Cadre T8</p>
<p style="text-align: center;">Poteaux 50X45</p>	<p style="text-align: center;">Poteaux 45X40</p>
<p style="text-align: center;">8^{eme} et 9^{eme} étage</p>	
<p style="text-align: center;">4HA12</p>  <p style="text-align: right;">Cadre T8</p>	
<p style="text-align: center;">Poteaux 40X35</p>	

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts (M, V), qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par les **RPA99 Version 2003** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$ **RPA99 (Article 5.2)**
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99 :

V.3.1.1 Ferrailage

- a. Les armatures longitudinales :** **(Art 7.5.2.1) [4]**
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%b \times h$ en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - . $4\% b \times h$ En zone courante.
 - . $4\% b \times h$ En zone de recouvrement.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - . $40 \varnothing_{max}$ En zone IIa. (avec \varnothing_{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.2**, 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 nœuds.

b. Les armatures transversales :**(Art 7.5.2.2) [4]**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.003 \times b \times S_t$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \left(\min \frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$$

- . En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

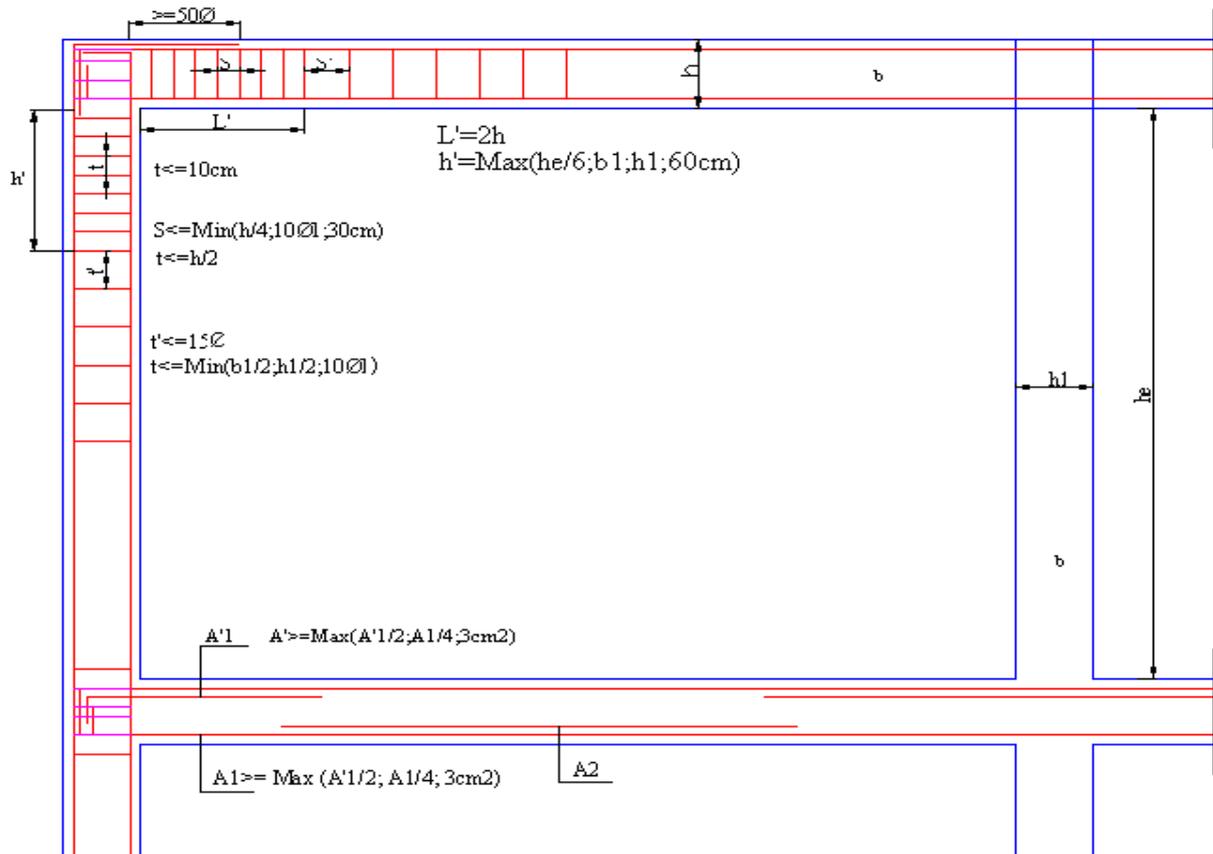


Figure V.2. Dispositions constructives des portiques

V.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad (\text{Art F.IV.2})[1]$$

V.3.3. Calcul du ferrailage :

V.3.3.1. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

a. Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ Pour les situations courantes} \\ \gamma_s = 1 \text{ Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$$

b. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 94.38 \text{ KN.m} \\ M_a = 46.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{94.38 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.161$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.222$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.337$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{94.38 \times 10^{-3}}{0.337 \times 348} = 8.04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.27 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.079$$

$$\mu_{bu} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.103$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.354$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{46.27 \times 10^{-3}}{0.354 \times 348} = 3.75 \times 10^{-4} m^2 = 3.75 cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de section	Section	Localise	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A adopté (Cm ²)	N ^{bre} de Barre
RDC Commerce	Poutre principale	40x30	Appui	94.38	127.14	8.04	6	8.64	2T16+3T14
			Travée	46.27		3.75		4.62	3T14
	Poutre secondaire	35x30	appui	41.07	74.56	3.88	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	39.40		3.72		6.47	2T14+3T12
Service	Poutre principale	40x30	appui	73.64	129.97	6.15	6	6.47	2T14+3T12
			Travée	70.58		5.86		6.47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	35x30	appui	58.24	77.36	5.65	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	28.35		2.63		6.47	2T14+3T12
Terrasse	Poutre principale	40x30	appui	55.50	77.38	4.54	6	6.47	2T14+3T12
			Travée	36.74		2.95		6.47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	35x30	appui	50.92	61.68	4.87	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	29.91		2.79		6.47	2T14+3T12
Etage courant 2et3	Poutre principale	40x30	Appui	77.60	137.55	6.50	6	6.88	2T12+3T14
			Travée	72.59		6.04		6.47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	35x30	Appui	76.92	127.22	7.67	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	63.51		6.20		6.47	2T14+3T12
Etage courant 4et5	Poutre principale	40x30	Appui	101.26	174.92	8.71	6	10.65	3T16+3T14
			Travée	89.33		7.57		8.01	3T12+3T14
	Poutre secondaire	35x30	Appui	63.02	128.04	6.15	5.25	6.88	2T12+3T14
			Travée	70.12		6.92		8.01	3T12+3T14

Etage courant 6et7	Poutre Principale	40x30	Appui	92.61	152.96	7.89	6	8.01	3T12+3T14
			Travée	75.38		6.29		6.47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	35x30	Appui	64.95	114.97	6.34	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	63.93		6.24		6.47	2T14+3T12
Etage courant 8et9	Poutre Principale	40x30	Appui	71.07	101.424	5.91	6	6.47	2T14+3T12
			Travée	60.23		4.95		6.47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	35x30	Appui	52.14	92.38	5.01	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	41.29		3.90		6.47	2T14+3T12

V.3.4.Vérification des armatures selon le RPA 99 :

V.3.4.1.Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- **Poutres principales :**

- zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 37 = 44.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 37 = 66.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Poutres secondaires :**

- zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 32 = 38.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 32 = 57.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.3.4.2.Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II $L_r > 40$

$\emptyset = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\emptyset = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.3.4.3.Les armatures transversales :

a. Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par:

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

(Article H.III.3)[1]

$$\emptyset \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.4; 3)$$

$$\emptyset \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres.

b. Calcul des espacements des armatures transversales :

- $S_t < \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

- $S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

- $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$

- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(h/4; 12\emptyset_1^{\min})$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq \min(10; 14.4)$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 14.4)$ Soit : $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante** : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit $S_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$; Soit $S_t = 15\text{cm}$

c. Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2 . \quad \text{Vérfiée.}$$

V.3.5.Vérification à l'ELU :

V.3.5.1.Vérification des Contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad \text{(Article H.III.1) [1]}$$

Tableau V.10.Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Principales	174.92	1.57	3.33	Vérifiée
Secondaires	128.04	1.33	3.33	Vérifiée

V.3.5.2.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

- Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ (Art H.IV.2) [1]

- Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Tableau V.11.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	174.92	101.26	5.02	-3.71	Vérifiée
Secondaires	6.88	128.04	63.02	3.68	-2.60	Vérifiée

V.3.6.Vérification à l'ELS :

V.3.6.1.État limite de compression du béton :

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau V.12. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	46.12	15.22	111037.23	6.32	Vérifiée
	Travées	27.03	13.67	90941.28	4.06	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	37.37	11.79	58540.01	7.52	Vérifiée
	Travées	17.89	12.49	65218.32	3.42	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

V.3.6.2.État limite de déformation (évaluation de la flèche):

Selon le **BAEL99**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right. \quad (\text{Art B.6.5}) [1]$$

$$\text{Avec : } M_t = 0.75M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

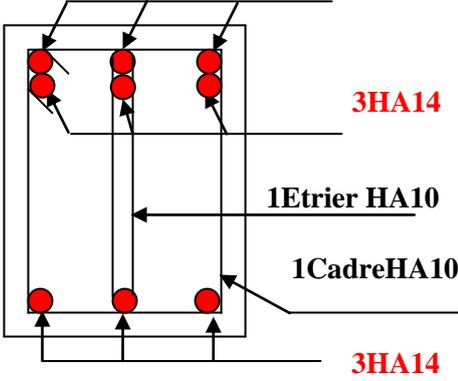
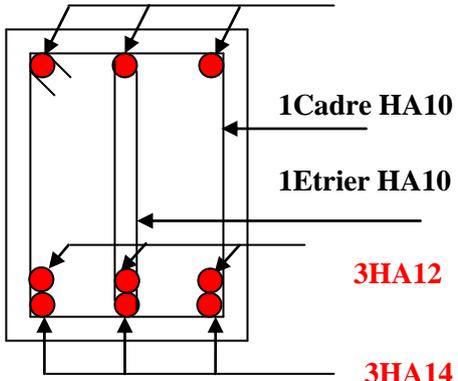
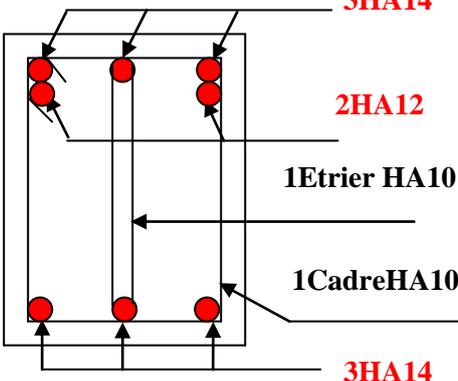
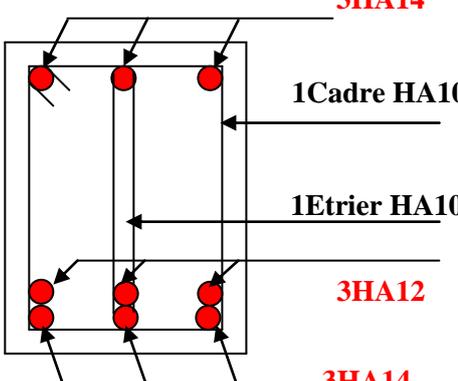
	h_t cm	B Cm	L cm	A_s cm ²	h_t/L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	40	30	490	10.65	0.08	0.075	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	440	6.88	0.079	0.075	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.7.Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau V.14. Section de ferrailage des poutres

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 2HA16 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA14</p>
PS	<p>3HA12 2HA14 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA14</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA14</p>
Les poutres de RDC (Commerce)		

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA12 2HA14 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA12</p>
PS	<p>3HA12 2HA14 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA12</p>
<p>Les poutres de étage Service et Terrasse</p>		

	En appuis	En travées
PP	 <p>3HA16 3HA14 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA14</p>	 <p>3HA16 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA12 3HA14</p>
PS	 <p>3HA14 2HA12 1Etrier HA10 1CadreHA10 3HA14</p>	 <p>3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA12 3HA14</p>
<p>Les poutres des étages courant</p>		

V.4. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivant, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$ **(Article 7.6.2) [2]**

M_S : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_W : Moment résistant gauche de la poutre.

M_E : Moment résistant droite de la poutre.

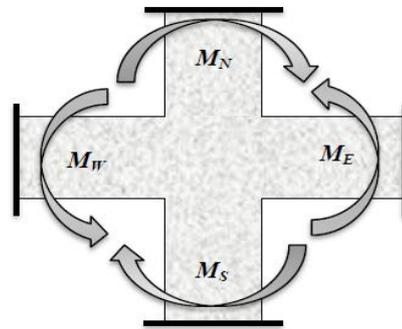


Figure V.3. Schéma de la zone nodale.

V.4.1.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 contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times F_{St} \quad ; \quad \text{Avec } F_{St} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$Z = 0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton)

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol et RDC	60x55	XX	54	28.65	538.390
		YY	49.5		493.524
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55x50	XX	49.5	24.13	415.663
		YY	45		377.875
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x45	XX	45	18.47	289.240
		YY	40.5		260.316
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x40	XX	40.5	16.84	237.342
		YY	36		210.971
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x35	XX	36	13.57	170.004
		YY	31.5		148.754

V.4.2. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN. m)
Sous-sol RDC	PP	30x40	0.36	8.64	108.24
	PS	30x35	0.315	4.62	50.64
Service	PP	30x40	0.36	6.47	81.05
	PS	30x35	0.315	4.62	50.64
Terrasse	PP	30x40	0.36	6.47	81.05
	PS	30x35	0.315	6.47	70.92
2 et 3 étage	PP	30x40	0.36	6.88	86.19
	PS	30x35	0.315	8.01	87.80
4 et 5 étage	PP	30x40	0.36	10.65	133.42
	PS	30x35	0.315	6.88	75.41
6 et 7 étage	PP	30x40	0.36	8.01	100.34
	PS	30x35	0.315	6.47	70.92
8 et 9 étage	PP	30x40	0.36	6.47	81.05
	PS	30x35	0.315	6.47	70.92

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN. m)	$M_n + M_s$ (KN. m)	Observation
Sous-sol	XX	108.24	108.24	270.6	1076.78	Vérifiée
RDC	YY	50.64	50.64	126.6		Vérifiée
Service	XX	81.05	81.05	202.62	987.04	Vérifiée
	YY	50.64	50.64	126.6		Vérifiée
2et3 étage	XX	86.19	86.19	215.47	831.326	Vérifiée
	YY	87.80	87.80	219.5		Vérifiée
4et5 étage	XX	133.42	133.42	333.55	755.75	Vérifiée
	YY	75.41	75.41	188.52		Vérifiée
6et7 étage	XX	100.34	100.34	250.85	578.48	Vérifiée
	YY	70.92	70.92	177.3		Vérifiée
8et9 étage	XX	81.05	81.05	202.62	474.684	Vérifiée
	YY	70.92	70.92	177.3		Vérifiée
Terrasse	XX	81.05	81.05	202.62	297.508	Vérifiée
	YY	70.92	70.92	177.3		Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.5. Étude des voiles :

D'après le **RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a)**, chaque quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles.

Définition

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus de 20%), les charges horizontales (au plus de 75%).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.5.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a. Armatures verticales :

(Art 7.7.4.1) [4]

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 :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

b. Les armatures horizontales :

(Art 7.7.4.2) [4]

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 $10\phi_l$. En plus des épingles sont prévus 4 par 1m^2 .

c. Les 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 calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

d. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% \times h$ dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% \times h$ dans la zone courante.

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espaceur : $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

e. La contrainte limite de cisaillement dans le béton:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

- $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec: - b_0 : épaisseur du voile.

- d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

- h : hauteur total de la section.

V.5.2. Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant (pour le voile V_{x1}) :

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol et RDC	$V_{x1,(1,2)}$	1511.82	3.47	1144.35	968.395	479.327	1107.289	502.589
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{x1,(3,4)}$	1205.89	15.628	905.090	895.737	361.976	852.0903	365.959
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	$V_{x1,(5,6)}$	990.245	22.164	726	800.465	394.392	701.108	287.629
5, 6 et 7 ^{ème} étage	$V_{x1,(7,8,9)}$	757.428	20.096	351.322	693.902	222.159	346.472	205.105
8 et 9 ^{ème} étage	$V_{x1,(10,11)}$	310.724	15.66	171.913	234.457	36.74	171.564	94.944

V.5.3. Calcul du ferrailage:

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' (voile sous sol et RDC) et les autre seront résumés dans un tableau.

- **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée A sera répartie sur toute la zone tendus de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le voile V_{XI}:

$$L=2.6 \text{ m}; \quad d=2.34 \text{ m}; \quad e=20 \text{ cm.}$$

$$N = 968.395 \text{ KN}$$

$$M = 1144.35 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.18 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2.6}{2} = 1.3 \text{ m}$$

$$e_G \leq L/2 \Rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section.}$$

- **Calcul de M_{UA} :**

$$M_{UA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 2151.48 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu}$$

$$N(d - d') - M_{UA} = -137.21 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu} = 4.911 \text{ MN.m}$$

$$-0.137 \text{ MN.m} \leq 4.911 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.138$$

$$\mu_{bu} = 0.138 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.186$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.18 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 28.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times e \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.03 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min}^{ZC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{968.395 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.6} + \frac{1144.35 \times 10^{-3}}{0.2929} \times \frac{2.6}{2} = 5.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma^- = \frac{968.395 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.6} - \frac{1144.35 \times 10^{-3}}{0.2929} \times \frac{2.6}{2} = 3.21 \text{ Mpa}$$

$$l_t = \frac{\sigma^- L}{\sigma^- + \sigma^+} = 0.98 \text{ m}$$

$$A_{min}^{Zt} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.98 = 3.94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales:**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_b}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d} = 1.50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Soit } S_h = 30 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.89 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 et 7 ^{ème} étage	8 ET 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	20×260	15×260	15×260	15×260	15×260
M(KN.m)	3.47	15.628	22.165	20.096	15.66
N(KN)	1511.82	1205,89	900.245	757.428	310.724
V(KN)	502.586	365.	287.629	205.105	94
τ (Mpa)	1.513	1.16	1.14	0.818	0.375
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	21.79	17.588	13.309	11.25	4.73
A_v^{min} (cm ²)	7.8	5.85	5.85	5.85	5.85
A_v^{adp} (cm ²)	24.12	19.42	15.20	13.56	9.48
N^{bre} /par face	12HA16	10HA14+2 HA16	4HA12+8 HA12	12HA12	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	2.89	2.05	1.61	1.15	0.53
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adp} (cm ²)	4.63	4.63	2.37	2.37	1.51
N^{bre} /ml	3HA14	3HA14	3HA10	3HA10	3HA8
S_h (cm)	30	30	30	30	30

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2}

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 et 7 ^{ème} étage	8 ET 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	20×230	15×230	15×230	15×230	15×230
M(KN.m)	20.088	5.400	7.37	2.154	3.368
N(KN)	1065.965	790.362	656.554	504.974	204.128
V(KN)	326.455	231.611	185.23	118.077	58.125
τ (Mpa)	1.104	1.044	0.835	0.532	0.262
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00

A_v^{cal} (cm ²)/face	15.70	11.46	9.576	7.229	2.99
A_v^{min} (cm ²)	6.90	5.17	5.17	5.17	5.17
A_v^{adp} (cm ²)	16.94	13.25	12.43	9.37	8.69
N^{bre} /par face	11HA14	2HA14+9H A8	11HA12	2HA12+9H A10	11HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	2.07	1.7	1.17	0.75	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adp} (cm ²)	3.39	2.37	2.37	1.51	1.51
N^{bre} /par ml	3HA12	3HA10	3HA10	3HA8	3HA8
S_h (cm)	30	30	30	30	30

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y2}

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 et 7 ^{ème} étage	8 ET 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	20×175	15×175	15×175	15×175	15×175
M(KN.m)	11.0769	2.5128	9.2119	12.87	19.21
N(KN)	1331.866	959.208	809.426	646.912	286.053
V(KN)	324.69	179.981	196.16	140.708	76.828
τ (Mpa)	5	5	5	5	5
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	1.443	1.067	1.162	0.871	0.673
A_v^{cal} (cm ²)/face	19,419	13.8852	11.86	9.617	5.58
A_v^{min} (cm ²)	5.25	3.938	3.938	3.937	3.937
A_v^{adp} (cm ²)	20.10	15.40	13.86	11.30	8.58
N^{bre} /par face	10HA16	10HA14	2HA14+8 HA12	10HA12	2HA12+8HA 10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.80	1	1.09	0.82	0.43
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adp} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par ml	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_h (cm)	30	30	30	30	30

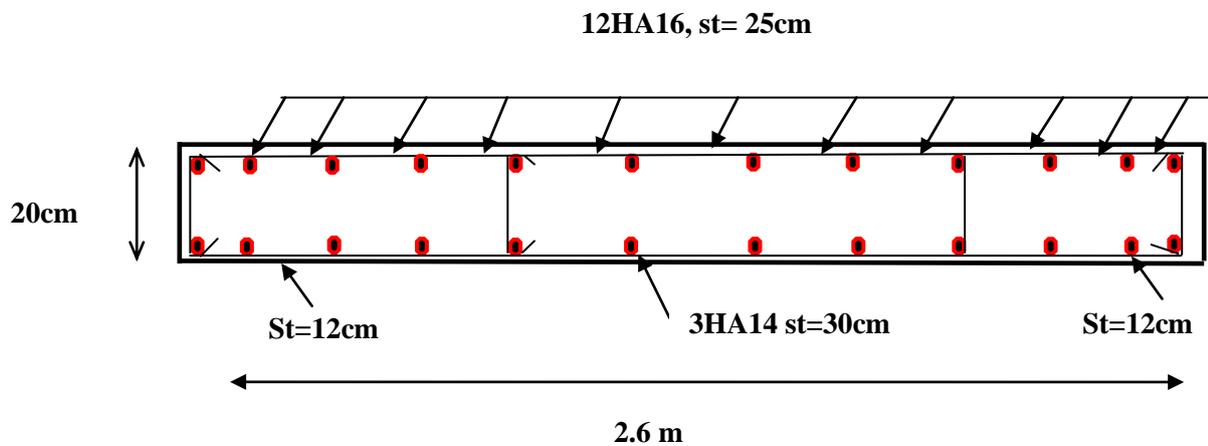
Exemple de Schéma de ferrailage :

Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile V_{xl} au niveau du sous sol et RDC

V.6.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés aux règlements de (BAEL) et respecter les exigences de L'RPA.

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées sur le sol ou cas des radiers \Rightarrow fondations superficielles), ou indirecte (semelles sur pieux, puits \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.1 bars pour une profondeur 4 m.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$

VI.4.Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes .Si ces deux types de semelles ne convient pas; on passe au radier général.

VI.4.1. Le choix de type de fondation:**VI.4.1.1. Semelle isolée:**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

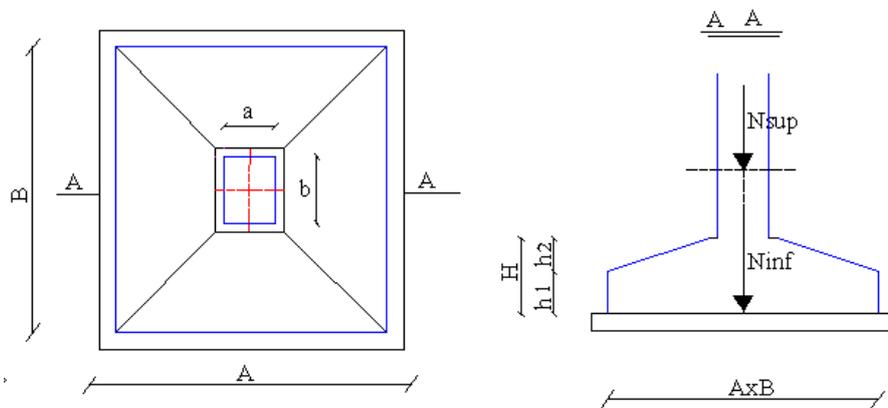


Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($b \times h$), donc : $S = A \times B$

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $A/a = B/b \Rightarrow A = a/b \times B$ on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

Avec : $N=2276.06\text{KN}$ (à partir de SAP 2000)

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6 \times 2276.06 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.11}} = 4.75\text{m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.1.2.Semelle filante:

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

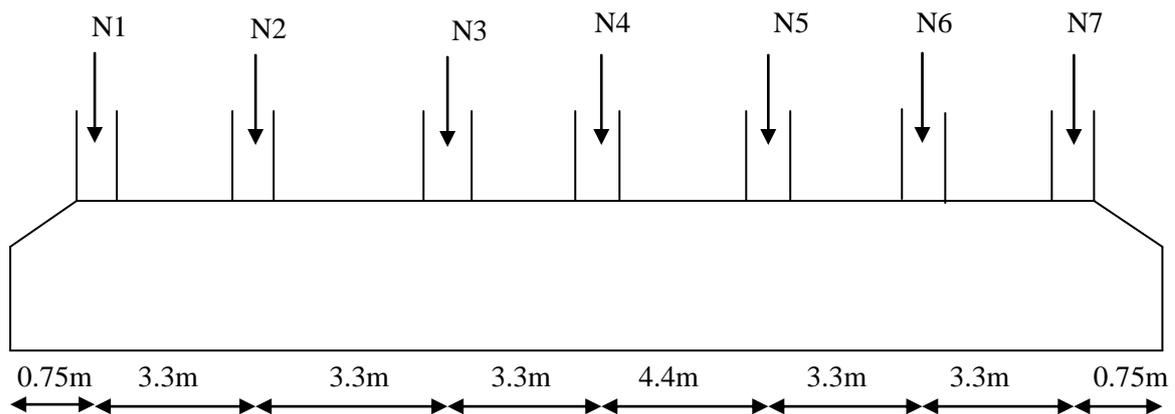


Figure VI. 2. Schéma de la semelle filante

Avec :

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i », obtenu par le SAP 2000.

N_s : Poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 11099.51 \text{KN}$$

$$N_s = 7 \times (25 \times 0.45 \times 4 \times 20.9) = 6583.5 \text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 17683.01 \text{KN}$$

$$\sum L_i = 20.9 \text{m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{17683.01 \times 10^{-3}}{0.11 \times 20.9} = 7.69 \text{m}$$

VI.4.1.3.Radier:

Le radier travaille comme un plancher renversé

- **La surface du radier**

Soit : N_s les charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir de **SAP2000**.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{30010.128}{110} = 272.81m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 271.36m^2$

Donc $S_{rad} = 272.81m^2 > S_{bat} = 271.36m^2 \Rightarrow$ radier général avec débord

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}, 30cm\right) \quad \text{Avec } h_r = 40cm$$

$$\text{Calcul du débord : } L = \frac{\text{surface}}{\text{perimetre}} = \frac{272.81-271.36}{68} = 0.021m$$

On prend $D = 50 \text{ cm}$, $P = 2 \times (12.8 + 21.2) = 68m$

Avec :

D : Débord et p est le périmètre de la structure.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S'_{rad} = S_{bat} + D \times P \Rightarrow S'_{rad} = 271.36 + 0.5 \times 68 = 305.36m^2$$

Alors la surface du radier est : $S'_{rad} = 305.36m^2$

VI.5. Pré dimensionnement :**A. Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49cm.$$

Art(4. 2. 2)[3]

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{490}{20} = 24.5cm. \Rightarrow \text{On prend } h_r = 40cm$$

B. Condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{4} \times L_e$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section de radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : La largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.70 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 70 \text{ cm}$.

La hauteur de la dalle du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

VI.5.1 Les Vérifications nécessaires :**VI.5.1.1 Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$$N = 41405.191 \text{ KN}$$

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité)

$H = 4 \text{ m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{Rad} = 305.36 \text{ m}^2$ (Surface totale du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (Poids volumique de l'eau)

$$F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 18321.6 \text{ kN}$$

$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$ Vérifiée

VI.5.1.2 Vérification au poinçonnement

(Art A.5.2.42) [1]

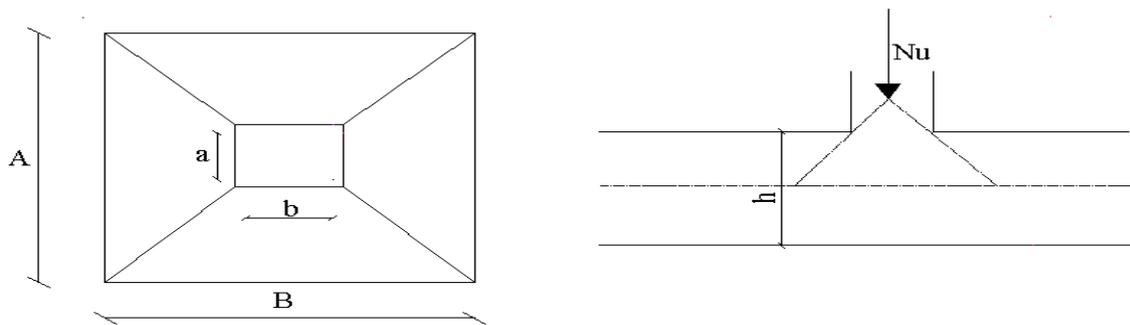


Figure VI.3. Schéma du poinçonnement

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Il faut vérifier que :

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N = 2276.06 \text{ kN}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h = 60 + 70 = 130 \text{ cm}$$

$$B = b + h = 55 + 70 = 125 \text{ cm}$$

$$U_c = 510 \text{ cm} = 5.10 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2677.5 \text{ kN}$$

$$N_u = 2276.06 \text{ kN} < 2677.5 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de poinçonnement

VI.5.1.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Avec } d = 0.9h$$

$$d = 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{41405.191 \times 4.9}{2 \times 305.36} = 332.20\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.53\text{MPa} < 1.17\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

La Condition est vérifiée donc on à pas besoins d'armatures transversales.

VI.5.1.4 Vérification des contraintes dans le sol

(Art 3.541(a)) [3]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_x M_y$: Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000.

$$N = 41405.191\text{KN} \quad M_x = 33661.87\text{KN.m} \quad M_y = 4207.32\text{KN.m}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

I_x : Moment d'inertie suivant xx

I_y : Moment d'inertie suivant yy

$$I_x = 10163.3365\text{m}^4; X_G = 6.4\text{m}$$

$$I_y = 3704.9685\text{m}^4; Y_G = 10.6\text{m}$$

$$\sigma_x^{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G$$

$$\sigma_x^{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G$$

σ_x^{max} et σ_x^{min} : Contrainte maximal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens x-x'**:

$$\sigma_{max} = \frac{41405.191}{305.36} + \frac{4207.32 \times 6.4}{3704.96} = 0.142\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{41405.191}{305.36} - \frac{4207.32 \times 6.4}{3704.96} = 0.014\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.11Mpa = \overline{\sigma_{sol}} = 0.11Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y' :**

$$\sigma_{max} = \frac{41405.191}{305.36} + \frac{33661.87 \times 10.6}{10163.33} = 0.120Mpa$$

$$\sigma_{min} = \frac{41405.191}{305.36} - \frac{33661.87 \times 10.6}{10163.33} = 0.099Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.11Mpa = \overline{\sigma_{sol}} = 0.11Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.1.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens x-x' :**

$$e = \frac{4207.32}{41405.191} = 0.10m \leq \frac{12.8}{4} = 3.2m$$

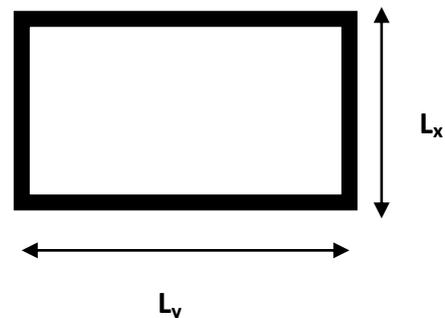
- **Sens y-y' :**

$$e = \frac{33661.87}{41405.191} = 0.81m \leq \frac{21.2}{4} = 5.3m$$

a. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyée sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est le suivant :



Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = 25 \times 0.4 = 10KN/m^2$$

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{41405.191}{305.36} + 1.35(10) = 149.09KN$$

$$Q_S = \frac{N_S}{S_{rad}} + G_0 = \frac{30010.128}{305.36} + 10 = 108.27KN$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{4.6} = 0.89 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **A l'ELU** : $\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} 0.0466 \\ 0.7635 \end{cases}$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0466 \times (4.1)^2 \times 149.09 = 116.79KN.m$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 116.79 = 89.17KN.m$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 99.27KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 75.79KN.m \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5M_0^x = 58.39N.m$$

- **A l'ELS** : $\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} 0.0537 \\ 0.8358 \end{cases}$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 0.0537 \times (4.1)^2 \times 108.27 = 97.73KN.m$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8358 \times 97.73 = 81.68KN.m$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 83.07KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 69.43KN.m \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5M_0^x = 48.86KN.m$$

- **Calcul du ferrailage** :

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_t = 1 \times 0.4 m^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Barres	$S_t(cm)$
Travée	Sens X-X	99.27	8.40	9.24	6HA14	20
	Sens Y-Y	75.79	6.36	6.79	6HA12	20
Appui		58.39	4.879	5.65	5HA12	20

b. Vérifications :

- **Condition de non de fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 4.72\text{cm}^2 \\ A_y = 3.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x : S_t = cm \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{Armatures // } L_y : S_t = cm \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 306.244\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 343.40\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{284.436 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.98\text{Mpa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{Mpa}$$

La condition est vérifiée, on a pas besoin d'armatures transversales.

- **État limite de compression du béton:**

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

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 15 \times 9.24 \times y - 15 \times 9.24 \times 35 = 0 \Rightarrow y = 11.33\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 101893.59\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 9.23 \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **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.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

		$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_s(Mpa)$	Obs
Travée	X-X	83.07	11.33	101893.59	9.23	289.45	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	69.43	9.52	80504.139	8.210	300.62	201.63	Non vérifiée
Appui		48.86	8.59	70822.039	5.92	273.30	201.63	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section des armatures ; les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

		Barres	$A_s(cm^2)$	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	Obs
Travée	X-X	8HA14	12.32	83.07	13.37	126293.71	7.28	177.09	Vérifiée
	Y-Y	6HA14	9.24	69.43	11.33	101893.59	6.39	200.49	Vérifiée
Appui		6HA12	6.78	48.86	9.51	80411.32	4.78	192.56	Vérifiée

c. Schéma de ferrailage :

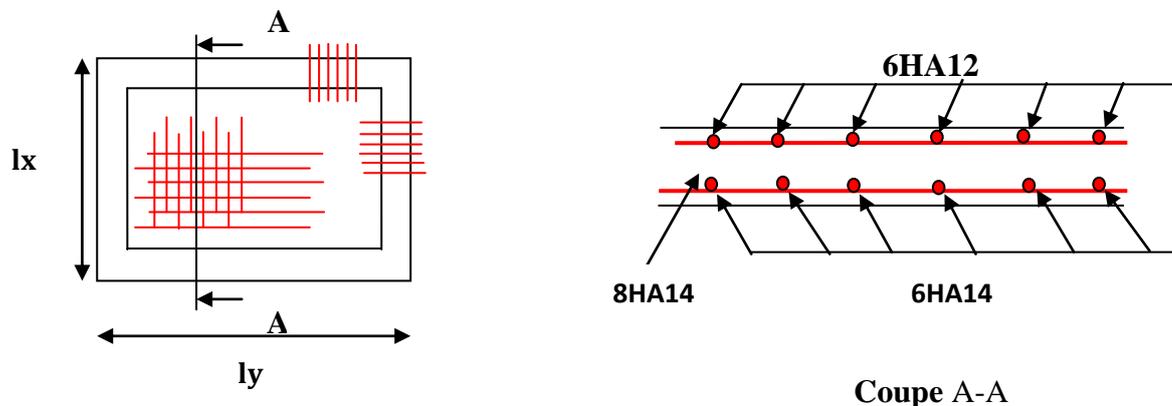


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

d. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 0.5 m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 18.63 \text{KN.m}$$

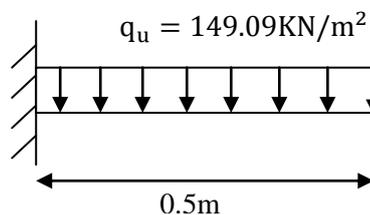


Figure VI.5. Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Résumé des résultats

M_u (Km)	μ_{bu}	α	Z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	choix	St
18.63	0.010	0.013	0.348	1.53	4.52	4HA12	25

- Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4.22 \text{cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 149.09 \times 0.5 = 74.54KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.212MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \text{ Condition est vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 108.27 \times \frac{0.5^2}{2} = 13.53MPa$$

Tableau VI.5. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

M_{ser} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
13.53	1.11	6.24	64178.13	1.315	15	90.94	201.63

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.92}{4} = 0.27cm^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01cm^2$$

St=25cm

e. Schéma de ferrailage.

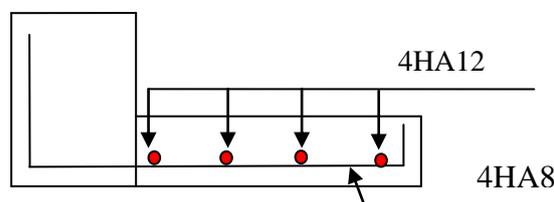


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du débord.

f. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures

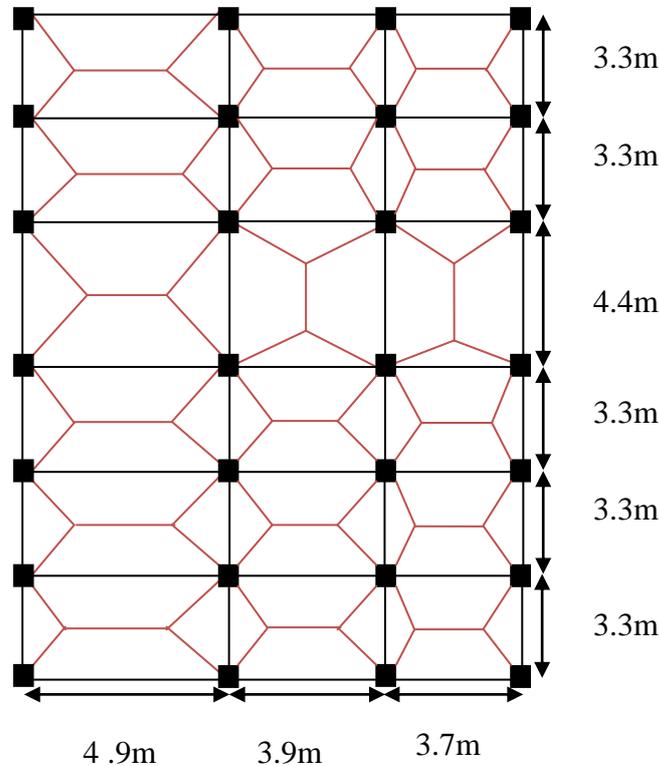


Figure VI.7. Schéma de rupture de dalle de radier

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.
- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- **Charge triangulaire :**

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

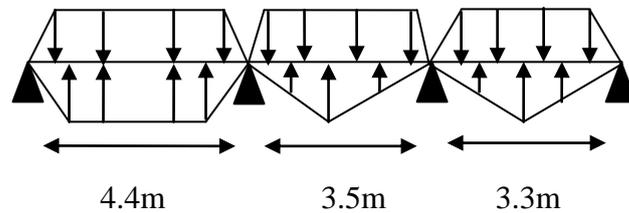
Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

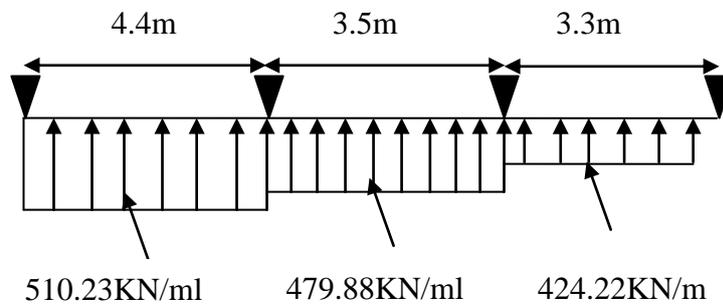
$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$q_u = 149.09 \text{KN/m}^2$, $q_s = 108.27 \text{KN/m}^2$.

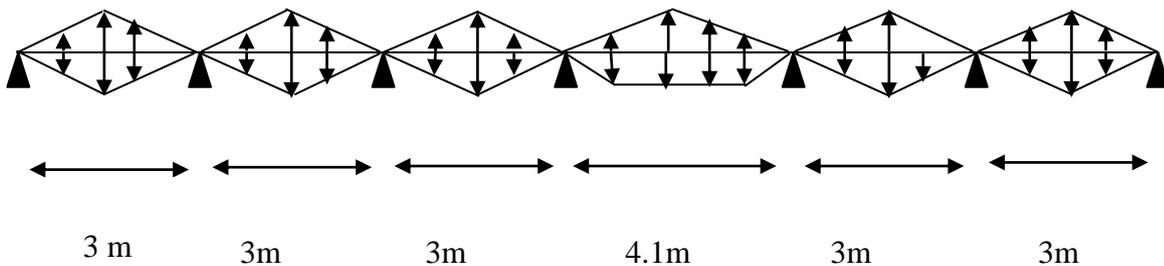
Sens X-X



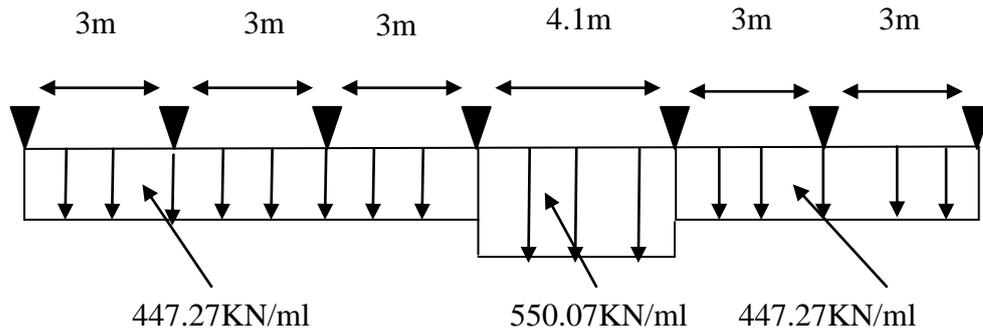
- Schéma statique équivalent :



Sens Y-Y



- Schéma statique équivalent :



- **Calcul des sollicitations :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

1. Sens longitudinal (YY):

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales

Travée	P (KN/m)	M _a (KN .m)		X (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	447.27	-343.327	-343.327	1.5	172.663
B-C	447.27	-343.327	-343.327	1.5	172.663
C-D	447.27	-343.327	-785.265	1.5	172.663
D-E	550.07	-785.265	-343.327	2.05	378.090
E-F	447.27	-343.327	-343.327	1.5	172.663
F-G	447.27	-343.327	-343.327	1.5	172.663

Moment Max :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -785.265 \text{KN.m} \\ M_t = 378.09 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

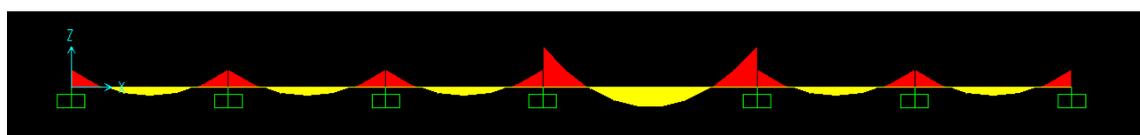


Figure. VI.8. diagramme des moments sens YY tirés par le SAP 2000

2. Sens transversal (xx) :

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

Travée	P (KN/m)	M _a (KN .m)		X (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	510.23	-840.111	-500.593	2.2	404,497
B-C	479.88	-500.593	-500.973	1.75	234.973
C-D	424.22	-394.50	-394.50	1.65	185.177

Moment Max :

$$\begin{cases} M_a = -840.111 \text{KN.m} \\ M_t = 404.497 \text{KN.m} \end{cases}$$

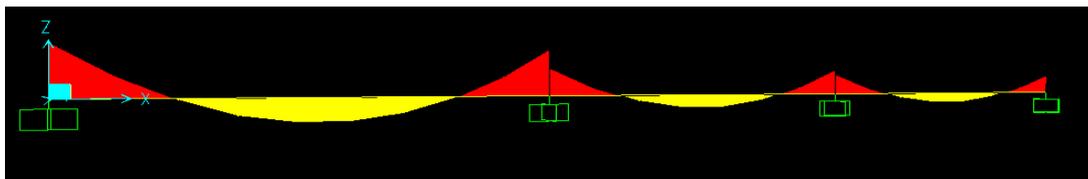


Figure. VI.9. diagramme des moments sens XX tirés par le SAP 2000

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h_t = 0.7 \text{m}$$

$$h_0 = 0.40 \text{m}$$

$$b_0 = 0.60 \text{m}$$

$$d = 0.65 \text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{440}{10}; \frac{490}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(44; 24,5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 25 \text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.10$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

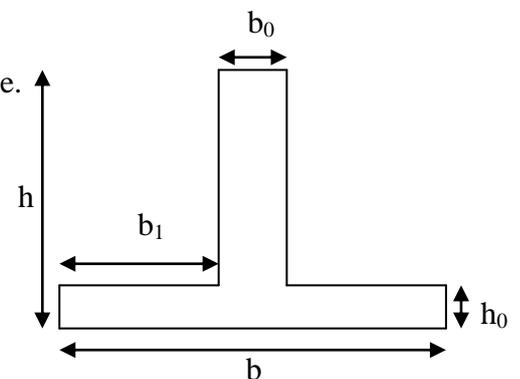


Figure. VI.10. Section à ferrailer

Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier

Sens		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix(cm ²)
Y-Y	Travée	378.09	17.23	8.63	5HA20+5HA16=25.75
	appuis	785.09	37.086	8.63	5HA25+5HA20=40.25
X-X	Travée	404.11	18.49	8.63	5HA20+5HA16=25.75
	appuis	840.49	38.19	8.63	5HA25+5HA20=40.25

A P'ELU :**- Vérification de l'effort tranchant :**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	584.48	0.81	Vérifiée
Sens XX	638.88	0.96	Vérifiée

• A P'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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	249,98	20.32	839085.22	6.29	15	199.665	201.63
	appui	560,728	34.69	1389578.98	13	15	183.46	201.63
Y-Y	travée	229.65	20.32	839085.22	5.56	15	183.42	201.63
	appui	479.65	34.69	1389578.98	11.97	15	156.93	201.63

a. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- Espacement des aciers transversaux :

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des Milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(63; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

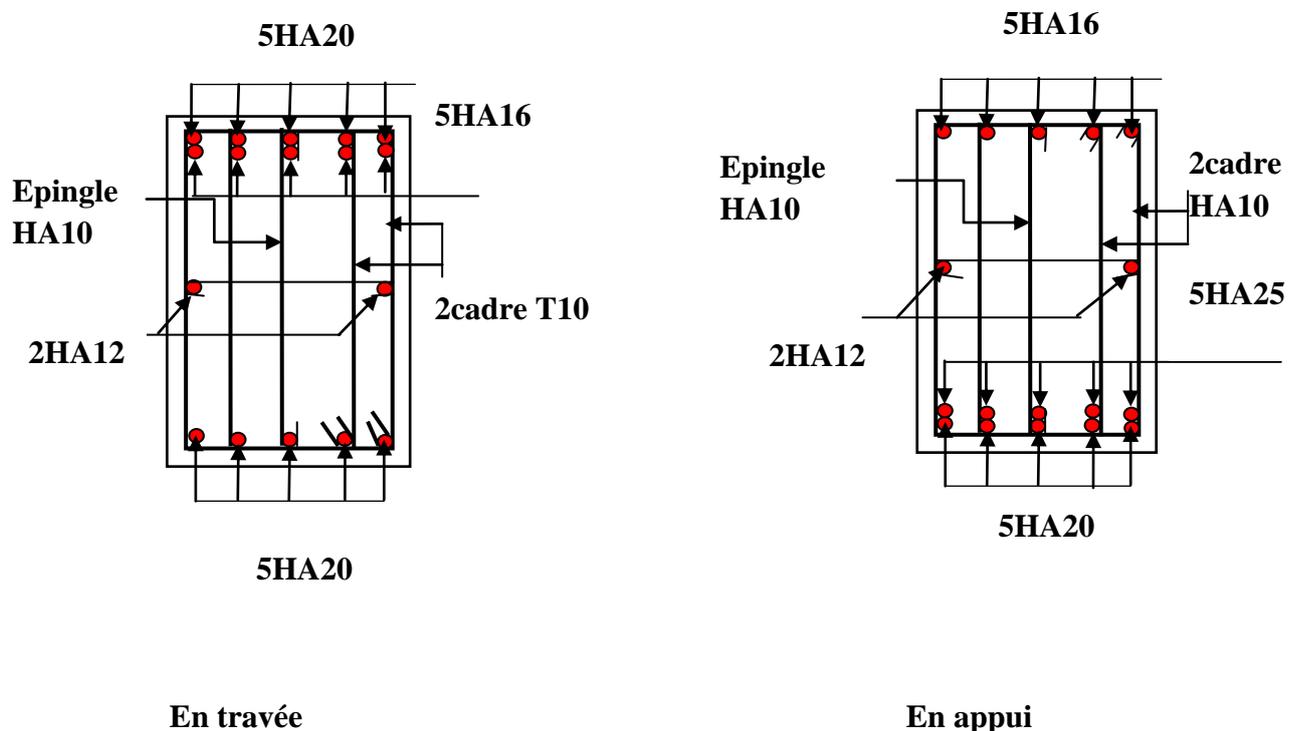
$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 52.4\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.35(2.04 - 0.3 \times 2.1)} = 25.48\text{cm}$$

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

a. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY):

Sens xx et sens yy



VI.6. Voile périphérique:

VI.6.1. Introduction:

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale est de 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encadrée en pied et articulée en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.6.2. Dimensionnement du voile:

- La hauteur $h=4$ m
- La longueur $L=4.1$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm (**Article 10.1.2 du RPA 99 V 2003**)

VI.6.3. Caractéristiques du sol:

- Poids spécifique $\gamma=20\text{KN/m}^2$
- Angle de frottement: $\varphi=4^\circ$
- La cohésion : $c=0.2\text{Bars}=20\text{ KN/m}^2$

VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée de terres :

$$G = h \times \gamma \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4 \times 20 \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4^\circ}{2} \right) - 2 \times 20 \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4^\circ}{2} \right)$$

$$G = 32.26\text{KN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle :

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4^\circ}{2} \right)$$

$$\Rightarrow Q = 8.69\text{KN/m}^2$$

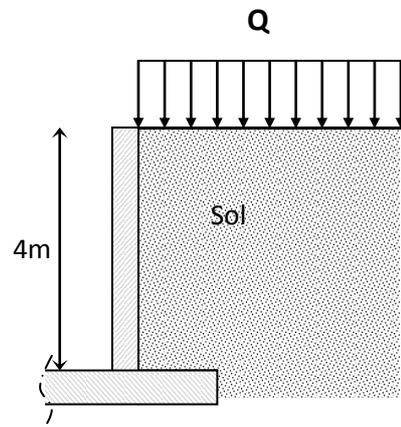


Figure VI.11. Voile périphérique

VI.6.5. 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.

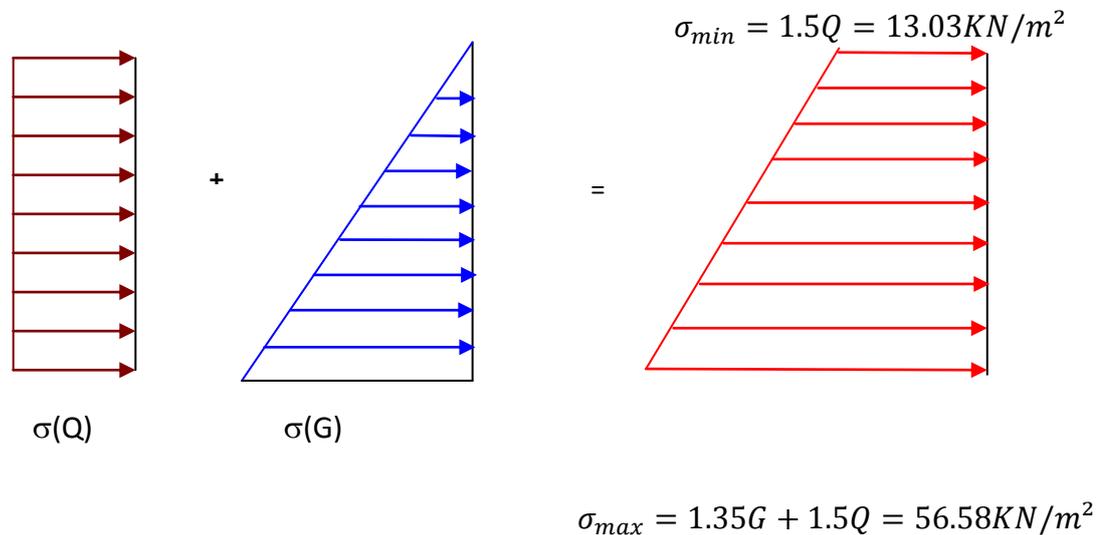


Figure VI.12. Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 45.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45.69 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 4 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.1 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 28.65 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 26.71 \text{KN.m}$$

Moments retenues :

▪ **En travée**

$$M_{tx} = M_{0x} \times 0.85 = 24.35 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = M_{0y} \times 0.85 = 22.70 \text{KN.m}$$

▪ **En appuis**

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 14.32 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.2) \text{m}^2$

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique

	SENS	M (KN .m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	XX	24.35	0.052	0.068	0.175	3.99	2	5HA12=5.65
	YY	22.70	0.049	0.063	0.175	3.72	2	5HA10=3.93
Appui		14.32	0.031	0.039	0.177	2.32	2	5HA10=3.93

• **Les espacements:**

- Armatures // L_x: $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$
- Armatures // L_y: $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

VI.6.6. Vérifications :**a. A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.97 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - 0.97) \times 100 \times 20 = 1.62cm^2$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2$$

$$A_t \geq A_{min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a \geq A_{min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa, \text{ Fissuration nuisible.}$$

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45.69 \times 4.1}{2} = 93.66KN$$

$$\tau_u = \frac{93.66}{1 \times 0.18} = 0.520MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 8.69KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G = 32.26KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.36KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 26.36\text{KN/m}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 19.61\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 18.71\text{KN.m}$$

- **En travée**

$$M_{\text{tx}} = M_{0x} \times 0.85 = 16.66\text{KN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = M_{0y} \times 0.85 = 15.90\text{KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 9.80\text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes:**

- **Contraintes dans le béton :**

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = 11319.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = 5.40\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 316.36\text{MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2 \times f_e / 3, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{d^2 \times b \times \sigma_{st}} = \frac{16.66 \times 10^{-3}}{0.18^2 \times 1 \times 201.63} = 2.55 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha=0.31$

$$A_{st} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

VI.6.7. Schéma du ferrailage de voile périphérique

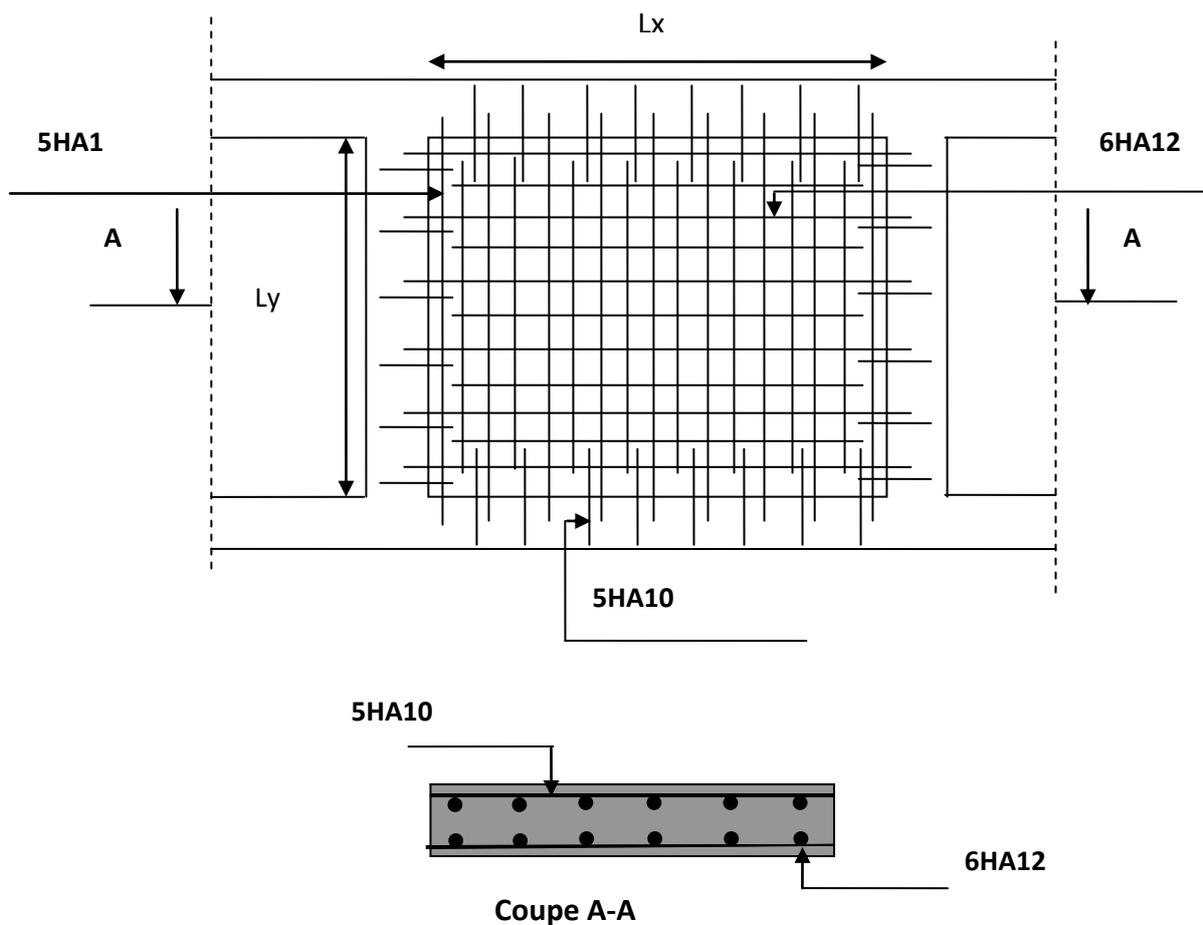


Figure VI.13. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.7.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul des ouvrages, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi la géométrie des structures.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général.

Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique d'une hauteur de 4m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce voile sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

L'étude de ce projet 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 la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure (principaux et secondaires), ceci permet d'avoir un comportement proche de réel.
- La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur la vérification de la période ainsi que la justification de l'interaction voiles-portique.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux nous avons vérifiée l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA99, qui favorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification des moments résistants en zone nodales évité le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux.
- Le radier est le type de formation choisi vu les charges importantes, et la surface de l'ensemble des fondations qui dépasse la surface de notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous à permet de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleur approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- [1] : **BAEL91** (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997).
- [2] : **CBA93** Code du béton armé.
- [3] : Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2.**
- [4] : Règles parasismique Algériennes/ version **2003[RPA99]**.
- Méthode de calcul des fondations superficielles **DTR.BC2.33.1.**
 - **Autres documents consultés :**
 - Mémoire de fin d'étude.
 - Cahiers de cours béton du cursus.
 - **Logiciels :**
 - SAP 2000 V14.
 - Auto CAD 2010 Auto desk Inc.

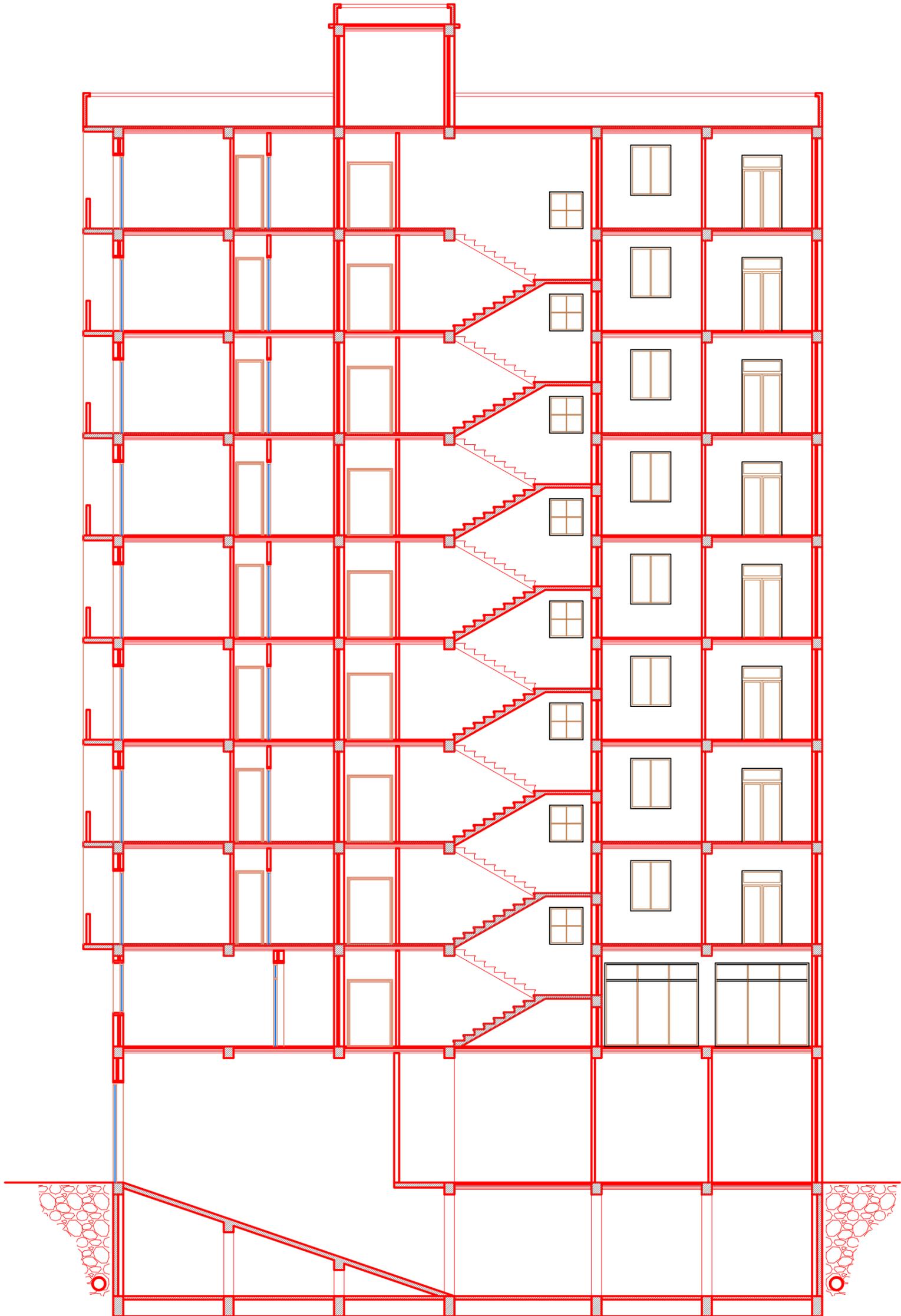
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



COUPE A-A

Annexe