

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master 2 en génie civil
Option : Matériaux et Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r : SADOU Abdnour
M^r : TEBRI Ahmed
M^{elle} : MOULOUD Anissa

Encadreur :

M^r : N.OUDNI

Jury:

M^r : D.BENYSSAD
M^{elle} : W.BOUGHAMSA

Promotion 2012-2013

REMERCIEMENTS

Avant tout, on remercie le bon DIEU qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'ou bout dans ce modeste travail.

Un Grand Mercie S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous Souhaitons Exprimer, Tout Particulièrement, Nos Vifs Remerciements Et Notre Profonde Reconnaissance A Notre Encadreur Mr : N. OUDNI De Nous Avoir Fait Confiance Et Accepte De Diriger Ce Mémoire.

Nous exprimons notre grand remerciement 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.

Anissa, A/Nour et Ahmed

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A la mémoire de mon cher père.*
- *A celle qui m'ont donnée l'amour, la tendresse et la force : ma mère.*

Que dieu la Protège et sa prête une longue et heureuse vie.

- *A ma chère grande mère et mes cousines.*
- *A mes frères : Djamel, Idir.*
- *A mes sœurs : Hayette, Kahina, Rebiha.*
- *A toute la famille MOULOUD.*
- *A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail surtout Fadila, Fateh et Kamel.*
- *A mes collègues et leur famille.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master 2012/2013.*

Anissa

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : mes très chers parents.
Que dieu les Protège et leurs prête une longue et heureuse vie.*
- *A mes frères et ma chère sœur*
- *A ma chère NOUZHA.*
- *A toute la famille SADOU.*
- *A mes amis qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.*
- *A mes collègues et leurs familles.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master 2012/2013.*

A/Nour

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : mes très chers parents.
Que dieu les Protège et leurs prête une longue et heureuse vie.*
- *A mes chers frères*
- *A mes chères sœurs*
- *A toute la famille TEBRI.*
- *A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.*
- *A mes collègues et leurs familles.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master 2012/2013.*

Ahmed

LISTE DES TABLEAUX

Tab. I.1: f_e en fonction du type d'acier.....	07
Tab. II.1: Evaluation des charges de l'Ascenseur	22
Tab. II.2: Evaluation des charges de l'acrotère	23
Tab. II.3: Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	24
Tab. II.4: : Evaluation des charges du plancher étage courant.....	24
Tab. II.5: Evaluation des charges du plancher RDC	25
Tab. II.6 : Evaluation des charges du Dalle pleine (RDC).....	25
Tab. II.7 : Evaluation des charges du balcon	26
Tab. II.8: Evaluation des charges des cloisons extérieur	26
Tab. II.9 : Evaluation des charges des cloisons intérieures	27
Tab.II.10 : Evaluation des charges du palier	27
Tab. II.11: Evaluation des charges de la volée.....	28
Tab. II.12 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau	32
Tab. II.13: Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1	32
Tab. II.14: La loi de dégression pour le poteau P1.....	33
Tab. II.15: Descente des charges pour le poteau P1.....	35
Tab. II.16 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau	36
Tab.II.17 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2.....	37
Tab. II.18: La loi de dégression pour le poteau P2.....	37
Tab. II.19 : Descente des charges pour le poteau P2.....	40
Tab. II.20 : Vérification des poteaux à la compression simple	41
Tab III.1: Les différents Types de poutrelles	46
Tab. III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	52
Tab. III.3: Charges minorée et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	52

Tab. III.4: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commercial.....	59
Tab. III.5: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.....	60
Tab. III.6: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.....	61
Tab. III.7: Ferrailage des poutrelles	74
Tab. III.8 : Vérification des contraintes dans le béton	74
Tab. III.9 : vérification des états limite de compression du béton	75
Tab. III.10 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement	75
Tab. III.11 : Combinaisons d'action de l'acrotère.....	79
Tab III.12 : Ferrailage du balcon sur trois appuis	87
Tab III.13 : contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	88
Tab. III.14: Vérification de la flèche	89
Tab. III.15: Section d'armatures	92
Tab. III.16: Ferrailage de la dalle sur trois appuis	99
Tab. III.17: Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	100
Tab. III.18 : Ferrailage des poutres de chaînage	103
Tab. III.19 : Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).....	108
Tab. III.20: Vérification des contraintes de compression dans le béton.	110
Tab. III.21: Ferrailage d'escalier type2.....	114
Tab. III.22: Calcul d'armature.....	119
Tab. III.23: Vérification des contraintes dans le béton.....	128
Tab. III.24 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	133
Tab. III.25: Vérification de l'effort tranchant	135
Tab. III.26: Vérification de la flèche.....	137
Tab. III.27 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	140
Tab III.28 : Vérification de la flèche.....	143
Tab.IV.1: Valeurs des pénalités P_q	147
Tab. IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	156
Tab. IV.3. : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	156

Tab. IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	157
Tab. IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	158
Tab. IV.6 : Vérification des déplacements selon x	158
Tab.IV.7 : Vérification des déplacements selon y.	159
Tab. IV.8: Vérification a L'effet P- Δ	160
Tab. IV.9: Vérification de la résultante des forces.....	160
Tab. V.1: Ferrailage des poutres principales et secondaires	165
Tab. V.2: Vérification des contraintes tangentielles	167
Tab. V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	167
Tab. V.4: Vérification de l'état limite de compression du béton	168
Tab. V.5: Vérification de la flèche pour les poutres	168
Tab. V .6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	171
Tab. V.7: Sollicitations dans les poteaux	172
Tab. V.8: Ferrailage des poteaux	174
Tab. V.9: Calcul des armatures transversales	175
Tab. V.10: Vérification du flambement pour les poteaux	176
Tab. V.11: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	177
Tab. V.12 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	178
Tab. V.13 : Les moments résistants dans les poteaux	179
Tab. V.14 : Vérification de la zone nodale	179
Tab. V.15: Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	181
Tab. V.16 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x5} // à x-x'.....	185
Tab. V.17 : Ferrailage du voile V_{x1}	188
Tab. V.18 : Ferrailage du voile V_{x2}	189
Tab. V.19: Ferrailage du voile V_{x3}	189
Tab. V.20 : Ferrailage du voile V_{x4}	190
Tab. V.21 : Ferrailage du voile V_{x5}	191

Tab. V.22 : Ferrailage du voile V_y	191
Tab. V.23 : Ferrailage du voile V_{y2}	193
Tab. VI.1 : Tableau du ferrailage du radier.....	201
Tab. VI.2 : Résumé des résultats.....	202
Tab. VI.3 : Sections d'armatures du débord.....	204
Tab. VI.4 : Ferrailage des nervures.....	206
Tab. VI.5 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	206
Tab. VI.6 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	207
Tab. VI.7 : Ferrailage des nervures.....	208
Tab. VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	211
Tab. VI.9 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	213

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	3
Fig. I .2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)	5
Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU	6
Fig. I.4: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	8
Fig. I.5: Règle des trois pivots.....	12
Fig. II.1: Plancher à corps creux	14
Fig. II.2: coupe transversale d'une poutrelle.....	15
Fig. II. 3: Les différents types des dalles pleins.....	16
Fig. II.4: coupe verticale d'un voile.....	17
Fig. II.5: Schéma de coffrage des poteaux	17
Fig. II.6.: Schéma de l'escalier	19
Fig. II.7: Schéma de l'escalier a trois volées	20
Fig. II.8: Schéma de l'escalier a une seule volée	21
Fig. II.9:L'ascenseur	22
Fig. II.10: l'acrotère	23
Fig. II.11: Schéma du plancher terrasse inaccessible	23
Fig. II.12: Schéma du plancher étage courant.....	24
Fig. II.13: Schéma du plancher balcon.....	25
Fig.II.14 : Schéma de cloison extérieur.....	26
Fig. II.15: Schéma du cloison intérieure.....	27
Fig. II.16: Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	30
Fig. II.17: Le poteau P1	31

Fig.II.18: Le poteau P2	36
Fig. III.1: Schéma d'une Poutre	47
Fig. III.2: Evaluation des efforts tranchants	49
Fig. III.3: Ferrailage de la dalle de compression	77
Fig. III.4: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	77
Fig. III.5: Dimension de l'acrotère	78
Fig. III.6: Schéma statique de l'acrotère	79
Fig. III.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Fig. III.8 : Schéma d'un balcon sur trois appuis	85
Fig. III.9: Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis	90
Fig. III.10: Schéma d'un balcon sur deux appuis.....	90
Fig. III.11 : Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis.....	94
Fig.III.12: Schéma d'une dalle sur trois appuis.....	94
Fig. III.13: Schéma de ferrailage dalle pleine sur trois appuis.....	102
Fig. III.14: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	105
Fig. III.15: Schéma statique de l'escalier type 1	106
Fig.III.16 : Schéma de la volée 2	114
Fig. III.17: Schéma de ferrailage de la volée(1) et (3)	117
Fig. III.18: Schéma de ferrailage de la volée(2).....	117
Fig. III.19: Schéma statique de la poutre palière.....	118
Fig. III.20: Section creuse équivalente	120
Fig. III. 21: Schéma de ferrailage de la poutre palière	122
Fig.III.22: Poutre brisée	122
Fig.III.23: Section creuse équivalente	129
Fig. III.24: Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	132

Fig.III.25 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	138
Fig. III.26 : Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine.....	144
Fig.IV.1: Disposition des voiles.....	150
Fig. IV2: Mode 1(translation selon x). $T_x=0.629s$	152
Fig. IV.3: Mode 2(translation selon y). $T_y=0.803s$	152
Fig. IV.4 : Mode 3(torsion). $T_y=0.73s$	153
Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.....	161
Fig. V.2: Schéma de ferrailage des Poutres	166
Fig. V.3: Zone de recouvrement.....	178
Fig. V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	181
Fig. V.5 : Schéma de ferrailage voile V_{x5}	190
Fig. VI. 1: semelle isolée.....	191
Fig. VI. 2: Semelle filante de fondation type 1	191
Fig. VI. 3 : Schéma de ferrailage du radier	200
Fig. VI.4 : Schéma statique du débord.....	201
Fig. VI.5 : Détail ferrailage du débord	201
Fig. VI.6 : Schéma de distribution des charges sur les nervures.....	202
Fig. VI.7: Section à ferrailer	203
Fig. VI.8 : Voile périphérique	207
Fig. VI.9: Diagramme des contraintes	207
Fig. VI.10 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	210

Symboles Et Notations

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

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

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/m^2).

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_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

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 (m^4)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

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

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : 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 (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en 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 : Epaisseur.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

e : Indice des vides.

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).

Δe : Variation des indices des vides.

$q_{s\ max}$: 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.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_t : Contrainte effective finale (bars).

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte effective (bars).

τ_{ulim} : 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.

SOMMAIRE

Introduction Générale

Introduction Générale

En l'état actuel des connaissances, il est quasiment impossible de prédire de manière sûre et suffisamment à l'avance, les événements sismiques. Il est, en revanche, possible de réduire considérablement le risque sismique en prenant des mesures adéquates pour le ramener à un niveau acceptable.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes du fait de sa situation géographique. En effet, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du nord du pays sont soumis à l'activité sismique.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles-portiques), le système table et banche et le système coffrage tunnel ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre [5].

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, RDC et 8 étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

Le mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers) ;
- le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'ascenseur, les balcons, les escaliers et les planchers) fait l'objet du 3ème chapitre ;
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000 ;
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre ;
- Le dernier chapitre consacré pour l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

Généralités

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet est un bâtiment multifonctionnel (R+8+Sous-sol) qui regroupe des locaux commerciaux au red-de-chaussée et les huit étages à usage d'habitation, c'est un projet qui nous a été confié par la promotion AXXAM.

Le projet est prévu être implanté dans la ville de Bejaia classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99 / Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage à étudier sont :

- Largeur en plan : 16.95m
- Longueur en plan : 30.66m
- Hauteur total du bâtiment : 32.16m
- Hauteur du RDC : 4.08m
- Hauteur de sous sol : 3.00m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m

I.2.2. Données de site

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le terrain est plat, constitué de limons marneux sablonneux.
- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\bar{\sigma} = 1,08$ bars à une profondeur de 3m.

I.2.3. Système de contreventement

L'ossature est constituée par des voiles contreventés par des portiques en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et actions horizontales.

I.2.4. Elément structuraux de l'ouvrage

- **Les planchers :**

Les planchers de différents niveaux sont réalisés par des dalles en corps creux sauf les balcons qui sont en dalle pleine.

- **Les escaliers :**

La cage d'escalier principale relie de RDC jusqu'au dernier étage. Elle est constituée de trois volées pour chaque étage.

- **L'acrotère :**

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

- **Les façades et les cloisons :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloisons en briques creuses de 10 cm.

- **L'infrastructure :**

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

1. Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
2. Limiter les tassements
3. Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

Pour notre ouvrage on préconise la réalisation de fondations superficielles type radier général avec cuvelage (le radier et les parois doivent être étanches et suffisamment résistants, pour s'opposer au sous pressions provoquées par les eaux interstitielles.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton :

Le béton, est un mélange d'un liant (ciment) et de matériaux inertes appelés granulats (sable et graviers) et de l'eau qui doit être propre, et éventuellement des adjuvants.

a. Les avantages du béton :

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.

- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

b. Les inconvénients du béton :

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant

I.4.1.1. Résistance caractéristique du béton

a) **résistance à la compression f_{cj}** : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée 16cm*32cm dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point vu mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} .

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1).}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1).}$$

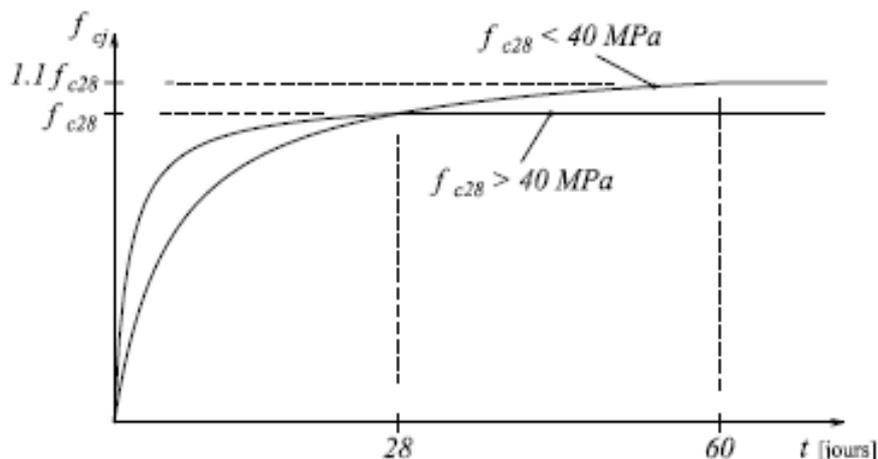


Fig. I.1: Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

d. Module déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$

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

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

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

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ Mpa}$$

e. Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (Art A.2.1.3).

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

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

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

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

c. Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : **BAEL91 (Art A.5.1.211).**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

f. Diagramme contrainte déformation

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

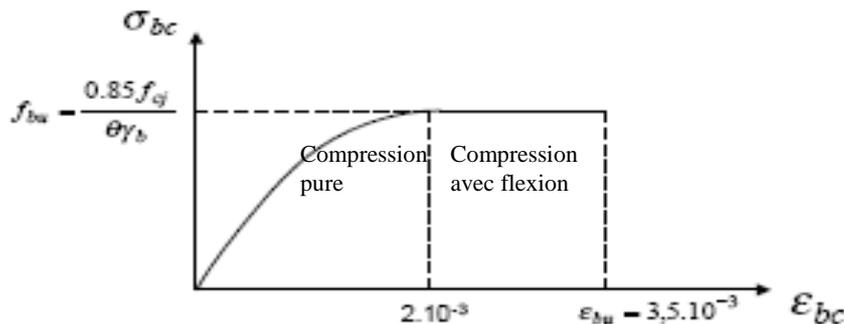


Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation à L'ELU

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

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}).$ **Cours BA 3^{ème} année.**
 Pour $2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

I.4.2. Les aciers

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPA}$ et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.4.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

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

- **Contraintes limites σ_s :**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

- ✓ **ELS :** **BAEL91 (Art A.4.5.32).**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ [MPa]} \dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.32).}$$

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ [MPa]} \dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.32).}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\begin{cases} \eta=1 & \text{: pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 & \text{: pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

I.4.2.2. Principales armatures utilisés

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

Tab. 1.1: f_e en fonction du type d'acier

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.4.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ($\sigma = E \epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

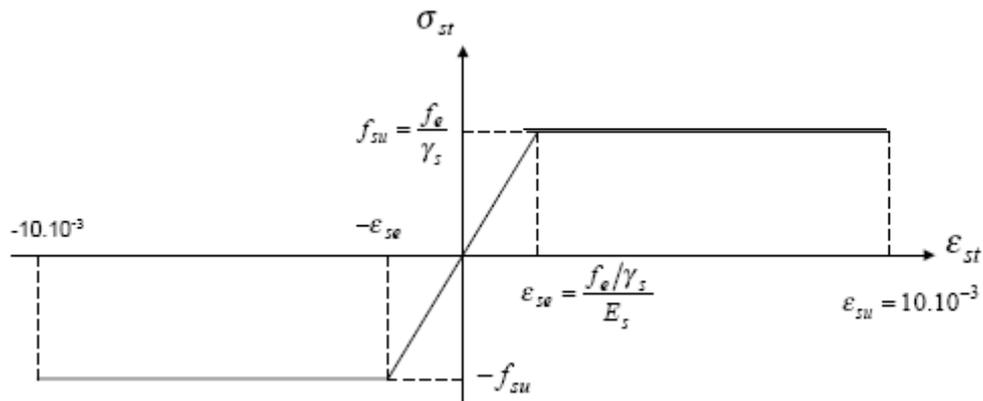


Fig. I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

.....BAEL91 (Art A.2.2.2, 11).

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants)} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

I.5. Indication générale sur les règles BAEL

I.5.1. Définition de l'état limite

Un état limite est un état au delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

I.5.1.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage.

Il existe trois états limites ultimes :

- Equilibre statique (exp. pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (exp. pas de rupture).
- Stabilité de forme (exp. pas de flambement).

I.5.1.2. Etat limite de service (ELS)

Le dépassement de cet état entraînera un désordre de fonctionnement.

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

Il existe trois états limites de service :

- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

I.5.2. Principe d'application du BAEL

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Valeur représentative des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.

I.5.3. Les Actions et les sollicitations

I.5.3.1. Les actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure, et aux déformations imposées .elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

a. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou peu variable dans le temps, elles comportent :

- Poids propres des éléments porteurs.
- Poids des équipements fixés.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les forces dues aux déformations imposées à la construction (retrait).

b. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.

- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait,...etc.

c. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion,...).

Ces actions ne sont à prendre que pour l'état limite ultime (E.L.U).

I.5.3.2. Les sollicitations

On appelle Les sollicitations : Les moments fléchissant, les efforts tranchants et les efforts normaux, la résultante des combinaisons d'action définies ci après et avec les notations suivantes :

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

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

Q_1 : Action variable dite de base.

$Q_i (i>1)$: Action variable dite d'accompagnement.

➤ A L'ELU

A. Combinaisons à considérer

- **Situations durable** : Vis-à-vis des états limites de résistances et de service

$$1.35 * G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{oi} * Q_i \dots\dots \text{BAEL91 (Art A.3.3, 21)}.$$

$$\begin{cases} \gamma_{q1} = 1.5 \rightarrow \text{Cas générale.} \\ \gamma_{q1} = 1.35 \rightarrow \text{Cas température; charge routière; bâtiments agricoles} \\ \quad \quad \quad \text{à faible densité d'occupation humaine.} \end{cases}$$

ψ_{oi} = Coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\begin{cases} \psi_0 = 0.77 \rightarrow \text{Vent, neige.....BAEL91 (Art D.1.2, 3).} \\ \psi_0 = 0.60 \rightarrow \text{Variation uniformed la temperature.} \end{cases}$$

- **Situation accidentelle**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} * Q_i + \sum \psi_{2.i} * Q_i \dots\dots \text{BAEL91 (Art A.3.3, 22)}.$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_1 = 0.2 \rightarrow \text{Vent.} \\ \psi_1 = 0.15 \rightarrow \text{Neige pour altitude} < 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.30 \rightarrow \text{Neige pour altitude} > 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.50 \rightarrow \text{Variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude} \leq 500\text{m} \\ \text{et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \rightarrow \text{Neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

B. Sollicitation de calcul

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U on devra justifier :

- La résistances de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenus des effets de seconde ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les 03 types de vérification seront effectués à partir des combinaisons des charges.

C. Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰ et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.
- Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle (figure I.2).
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangle simplifié (figure I.2).

• Règle 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 (figure I.5). 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 ou à la 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 de la figure I.5) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

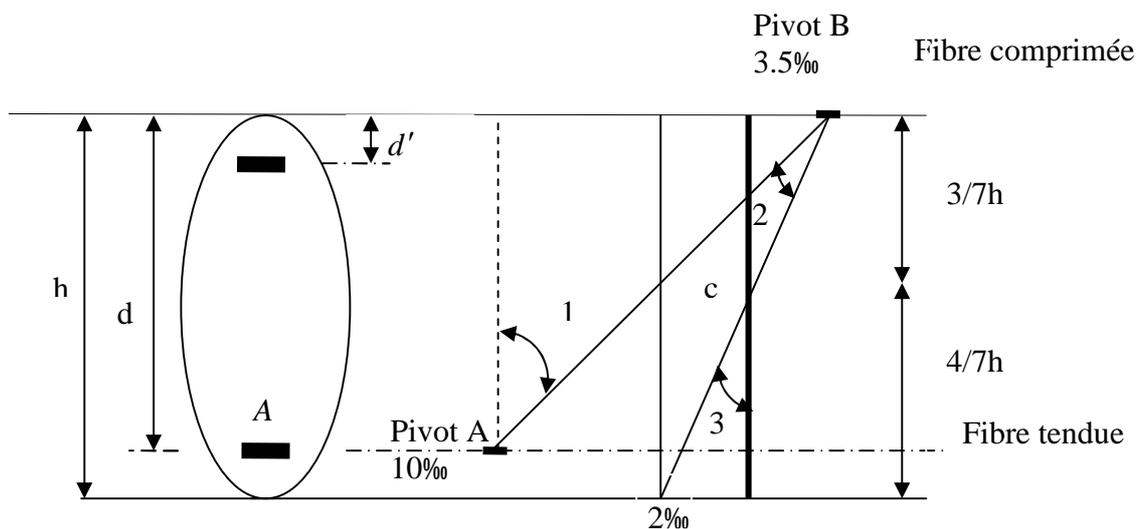


Fig. I.5 : Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
 - ✓ Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
 - ✓ Le pivot C si $y \geq h$
-BAEL91 (Art A.4.3.3, 33).

➤ A L'ELS

A. Combinaison d'action à considérer

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3, 3)}.$$

B. Sollicitation de calcul vis avis de l'ELS

La vérification à effectuer dans ce cas est :

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

C. Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et on néglige le retrait et le fluage du béton.

Par convention le coefficient d'équivalence acier-béton $n = E_a / E_b = 15$

Avec :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

E_b : Module d'élasticité longitudinale de béton.

I.6. Combinaisons d'action données par le RPA 99

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 * G \pm E$
- ✓ $G + Q \pm 1.2 * E \rightarrow$ pour les poteaux.

Avec : E, Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II

II.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Pour cela, on tiendra compte des prescriptions apportées par les règlements CBA 93 et RPA 99, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Les planchers

II.2.1. Les planchers à corps creux

On dimensionne le plancher suivant la condition suivante :

$$h \geq L_{\max} / 22.5$$

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

h : hauteur du plancher.

$$L = 450 - 40 = 410 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 410 / 22.5 = 18.22 \text{ cm.}$$

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

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

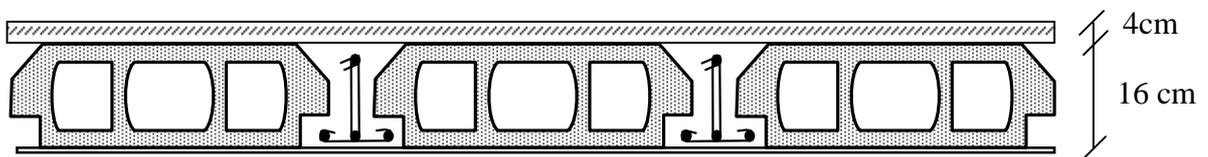


Fig. II.1: Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments résistants de plancher, le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

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

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère de la plus petite portée et de la continuité.

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{Article (A.4.1.3) [2].}$$

Avec:

$$h_t = 20$$

Donc on adapte : $b_0 = 10\text{cm}$

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

$$L_y = 317.5 - 40 = 277.5\text{cm}$$

Avec

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Après calcul, on trouve : $b = 65\text{cm}$

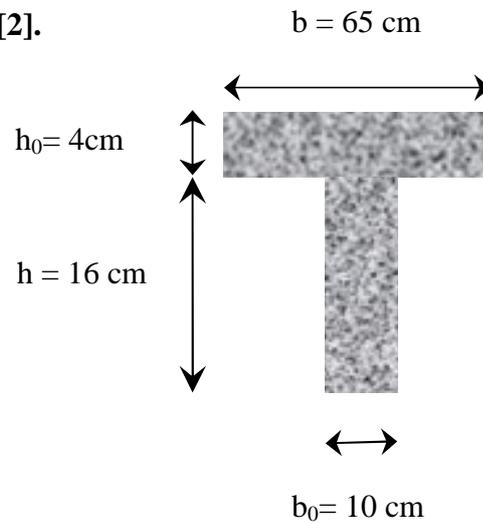


Fig. II.1 : coupe transversale d'une poutrelle

II.2.3. Les dalles pleines

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées seulement dans les balcons, Elles doivent satisfaire les critères suivants :

➤ **Isolation phonique :**

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

Donc on limite notre épaisseur à $e = 14$

➤ **Critère de coupe feu :**

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

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

➤ **Critère de résistance :**

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

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

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur trois appuis.}$$

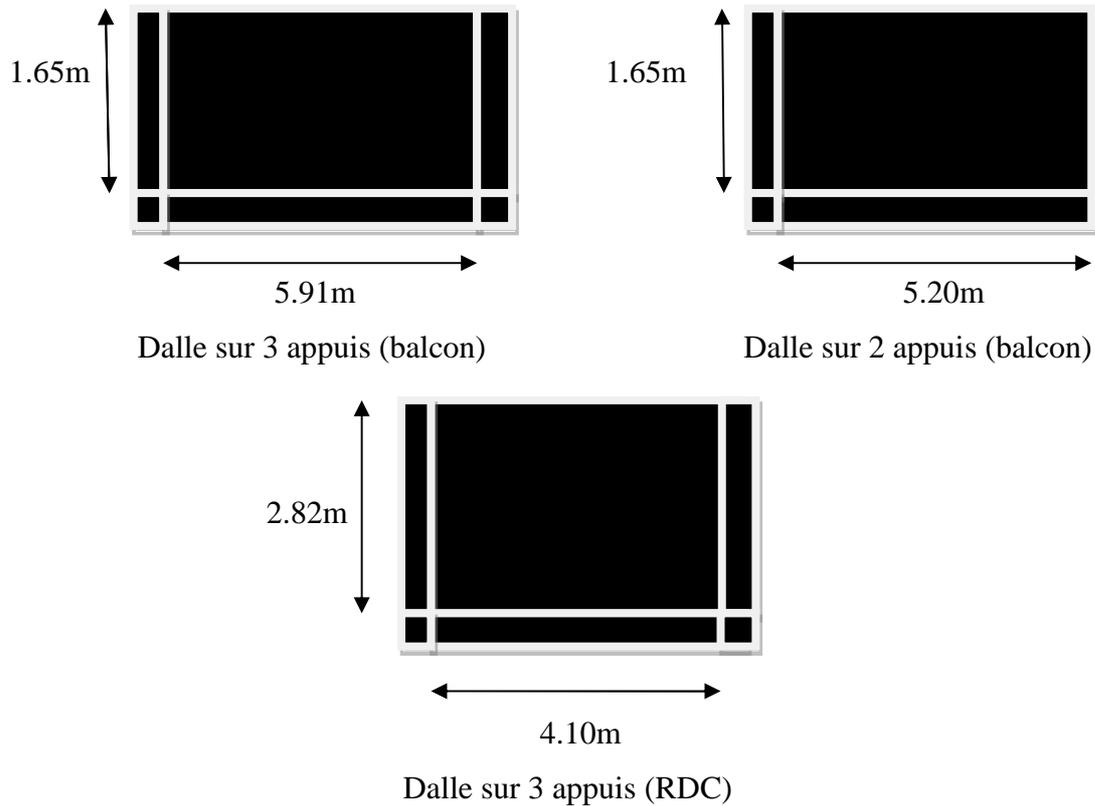


Fig. II.3 : Les différents types des dalles pleines

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

Dans notre cas la dalle la plus sollicitée elle repose sur appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 185 - 20 = 165 \text{ cm.}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30}$$

$$\text{Soit : } 4.71 \text{ cm} \leq e \leq 5.5 \text{ cm} \quad \text{donc : } \mathbf{e = 5 \text{ cm.}}$$

D'après le critère de flèche on prend l'épaisseur des dalles pleines $\mathbf{e = 14 \text{ cm.}}$

II.3. Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Art 7.7.1).}$$

$$a \geq \max \left[\frac{388}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour le RDC.}$$

$$a \geq \max \left[\frac{286}{22}; 15\text{cm} \right] \quad \text{Pour les étages courants.}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

Donc :

$$a \geq 17.63 \text{ cm}$$

$$a \geq 13 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles d'épaisseur :

$$a = 20\text{cm.}$$

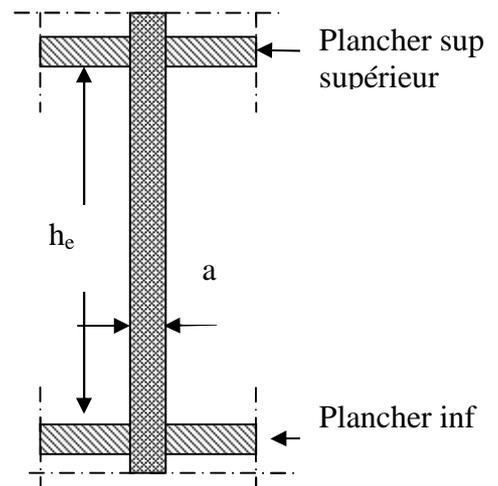


Fig. II.4 : coupe verticale d'un voile

➤ Vérification

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 a . \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 100 cm.**

II.4. Les poteaux

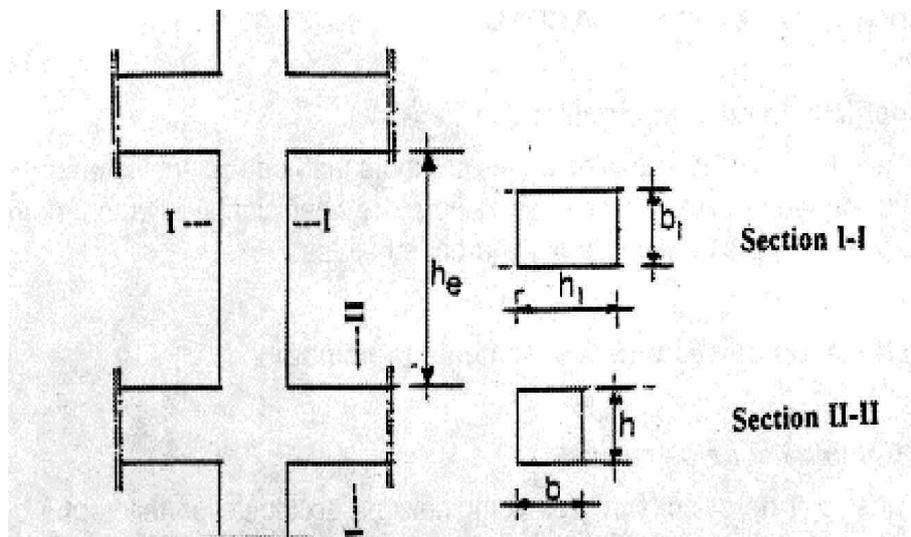


Fig. II.5 : Schéma de coffrage des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91

Les dimensions de la section transversale des poteaux dans notre cas de zone sismique II la RPA exige les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \\ 0.25 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- étages 8 et 7 (b, h)=(40,40)
- étages 6 et 5 (b, h)=(45,45)
- étages 4 et 3 (b, h)=(50,50)
- étages 2 et 1 (b, h)=(55,55)
- RDC et Sous sol (b, h)=(60,60)

II.5. Les poutres

II.5.1. Les poutres principales : Elles sont disposés perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10.$$

L : portée maximale entre axe de la poutre.

$$L = 686 - 40 = 646\text{cm.} \Rightarrow 45\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm.}$$

On prend: $h = 50\text{cm}$ et $b = 40\text{cm}$.

II.5.2. Les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : portée libre maximale entre axe de la poutre.

$$L = 450 - 40 = 410\text{ cm} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h_t \leq 45\text{cm.}$$

On prend: $h = 45\text{cm}$ et $b = 40\text{cm}$.

Vérifications selon RPA 99

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = 40 \times 50 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = 40 \times 45 \text{ cm}^2$.

Poutre de chaînage : $b \times h = 40 \times 45 \text{ cm}^2$.

II.6. Les escaliers : sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton armé coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

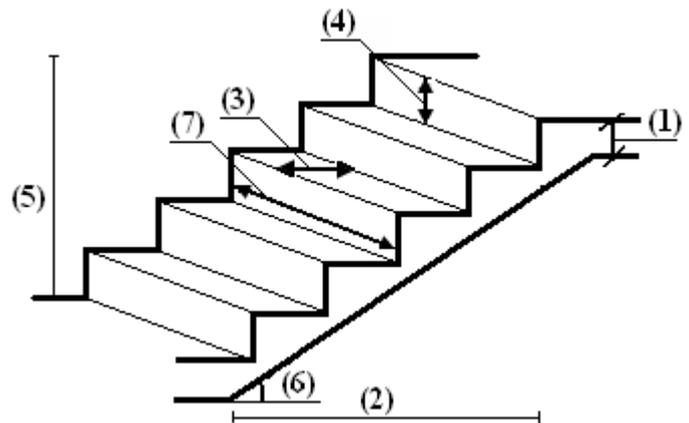


Fig. II.6 : Schéma de l'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots \dots \dots (1).$$

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

Or :

n : Nombre de contres marches.

n-1: Nombre de marches.

Notre projet présente deux types d'escalier: escalier à trois volées d'une hauteur de 3.06m pour tous les étages et un escalier à une seule volée d'une hauteur de 1.02m au rentré du bâtiment.

❖ **Prédimensionnement des escaliers**

Type1: Escalier à trois volées pour les étages 1^{er} ~ 8^{ème} et RDC.

A. 1^{ère} et 3^{ème} volée :

$H_0 = 1,19$

$L = 1.5m$

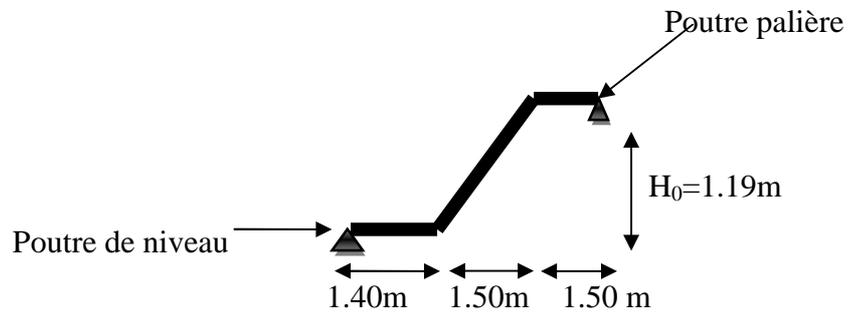


Fig. II.7 : Schéma de l'escalier a trois volées

➤ **épaisseur de la paillasse**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

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

$$l = 1.40 + \sqrt{1.50^2 + 1.19^2} + 1.50 = 4.82m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{482}{30} \leq e \leq \frac{482}{20} \Rightarrow 16.06cm \leq e \leq 24.1cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe feu.

On prend : $e = 17 cm$.

➤ **Calcule h et g :** On a $\left\{ \begin{array}{l} L_0 = 1.5 m \\ H_0 = 1.19m \end{array} \right.$

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

On trouve : $n = 7$ c.-à-d. $\left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ contres marches.} \\ 6 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{6} = 25 \Rightarrow g = 25cm.$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

B. la volée intermédiaire

$$h = 3.06 - 1.19 - 1.19 = 0.68\text{m}$$

Donc : Le nombre de contre marche = $0.68/0.17 = 4$

Le nombre de marche = 3

➤ **Epaisseur de la paillasse**

$$l = 1.51 + \sqrt{0.90^2 + 0.68^2} = 2.59\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40} \Rightarrow \frac{259}{50} \leq e \leq \frac{259}{40} \Rightarrow 5.18\text{cm} \leq e \leq 6.47\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 15\text{cm}$

Type2: Escalier d'un seul volées dans l'entrée de service de RDC $H=1.02$.

$$H_0 = 1.02$$

$$L = 1.5$$

$$g = 25\text{cm}$$

$$h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marche

$$n = H_0 / h = 102 / 17 = 6$$

Le nombre de marche :

$$n-1=5$$

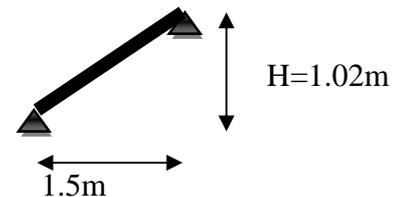


Fig. II.8 : Schéma de l'escalier a une seule volée

➤ **épaisseur de la paillasse**

$$l = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 2.54\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{254}{30} \leq e \leq \frac{254}{20} \Rightarrow 8.46\text{cm} \leq e \leq 12.7\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

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

II.7. Ascenseur : C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V=1.6\text{m/s}$

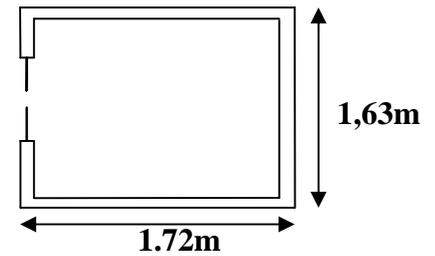


Fig. II.9 : L'ascenseur

Donc :

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3\text{KN}$$

➤ **Evaluation des charges de l'Ascenseur**

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=L \times l$ $=1.72 \times 1.63$	$G_2=F_c / S$ $=145 / 2.803$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+51.73$
$G_1=5.88\text{Kn/m}^2$	$S=2.803$	$G_2=51.73$	$G=57.61$

Tab. II.1: Evaluation des charges de l'Ascenseur

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

II.8. 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 du matériels des 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.

Soit S la section de l'acrotère ;

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

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

Charge Permanente

- **Poids propre :**

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

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e \times 1$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.712 + 0.24 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

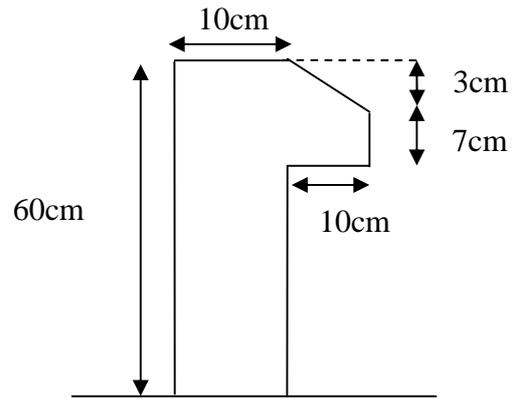


Fig. II.10 : l'acrotère

➤ **Evaluation de charge de l'acrotère**

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Enduit en ciment (e = 0.02 m)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
60	10	0,4	1.712	1,0	2.112

Tab. II.2 : Evaluation des charges de l'acrotère

II.9. Evaluation des charges et surcharges

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

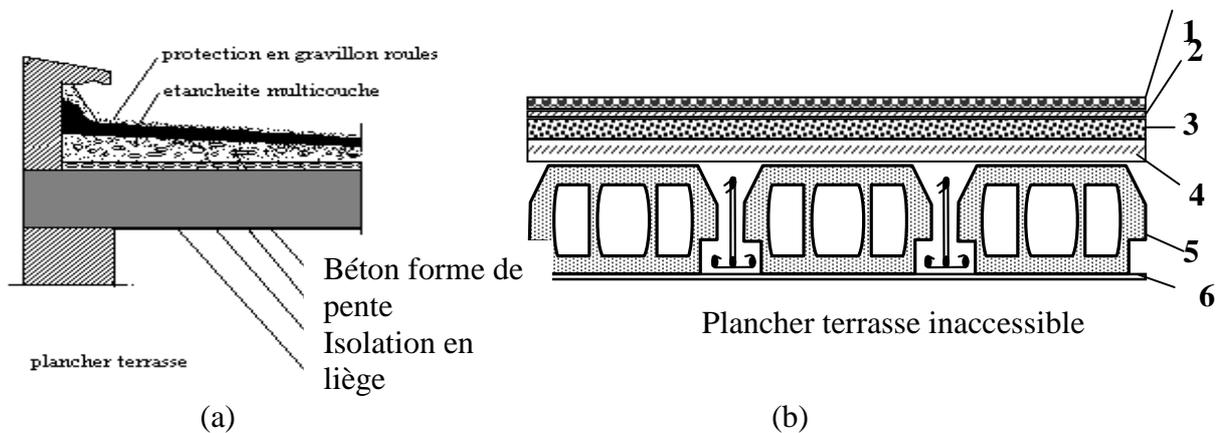


Fig. II.11: Schéma du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente (15%)	0.010	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
6	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G = 6.48
Surcharge d'exploitation				Q = 1.00

Tab. II.3 : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

➤ Plancher étage courant

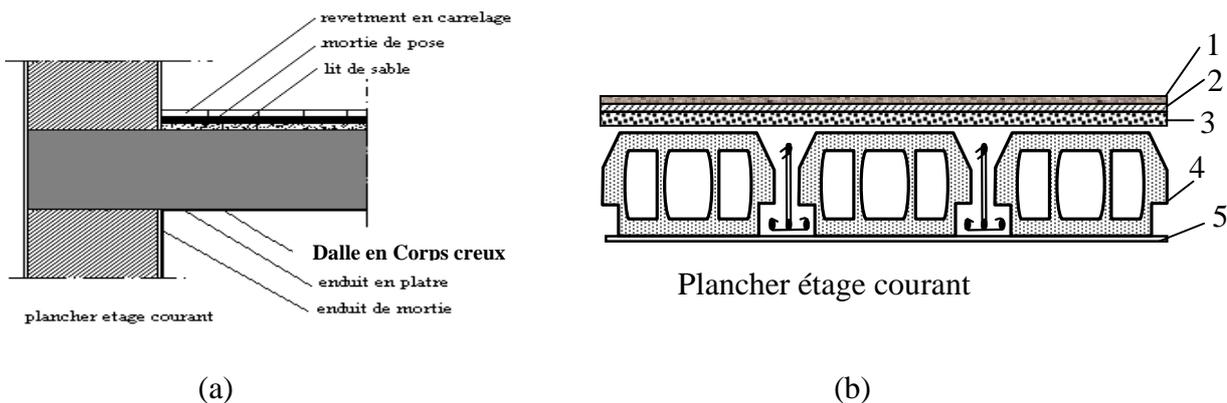


Fig. II.12 : Schéma du plancher étage courant

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
6	Cloison de séparation	0.1	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5.1
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tab II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant

➤ **Dalle RDC (commercial)**

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
6	Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5.1
Surcharge d'exploitation				Q = 5.00

Tab. II.5 : Evaluation des charges du plancher RDC

➤ **Dalle pleine (RDC)**

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
6	Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5.75
Surcharge d'exploitation				Q = 5.00

Tab II.6 : Evaluation des charges du Dalle pleine (RDC)

➤ **Balcon :**

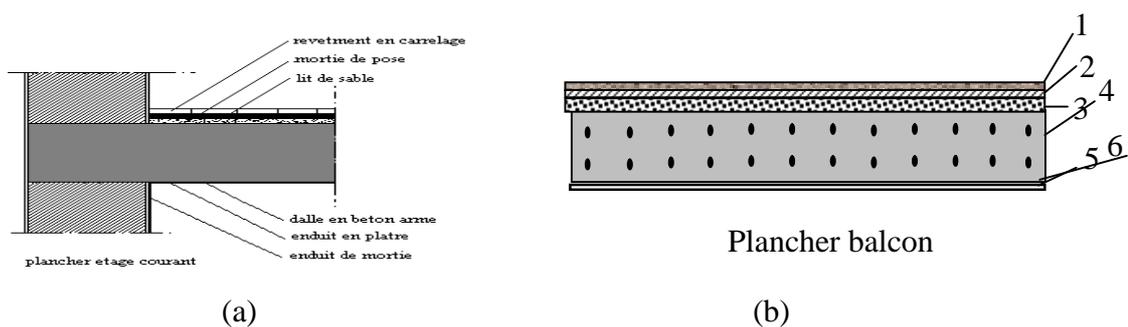


Fig. II.13 : Schéma du plancher balcon

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
6	Cloison de séparation	0.1	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5.75
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

Tab II.7 : Evaluation des charges du balcon

➤ Cloisons extérieures

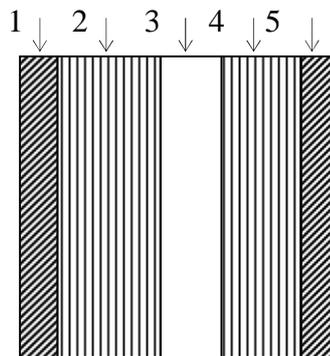


Fig. II.14 : Schéma du cloison extérieure

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.02	20	0,40
2	Brique creuse	0.15	9	1,35
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit intérieur en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G=2.8

Tab II.8 : Evaluation des charges du cloison extérieure

➤ Cloisons intérieures :

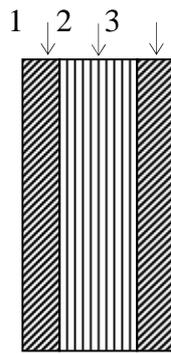


Fig. II. 15 : Schéma du cloison intérieure

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
2	Brique	0.1	9	0.9
3	Enduit intérieur en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G = 1.45

Tab II.19 : Evaluation des charges des cloisons intérieures

➤ Les escaliers

Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.17	25	4.25
Enduit plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale			G = 5.56
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tab. II.10 : Evaluation des charges du palier

Volée :

Charge de la volée :

$$\alpha = \arctg ((H_0)/L_0) = \arctg (1.19/1.50) = 38.42^0$$

$$\text{Paillasse.....} G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.17}{\cos 38.42} = 5.65 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Marche} G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = (22 \times 0.17)/2 = 1.87 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} \left\{ \begin{array}{l} \text{Horizontale : } G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN/m}^2 \\ \text{Vertical : } G = \gamma_m \times e \frac{h}{g} = 20 \times 0.02 \times 17/25 = 0.27 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Revêtement} \left\{ \begin{array}{l} \text{horizontale : } G_h = \gamma_c \times e = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN/m}^2 \\ \text{Carrelage} \left\{ \begin{array}{l} \text{Vertical: } G_v = \gamma_c \times e \frac{h}{g} = 22 \times 0.02 \times 17/25 = 0.30 \text{KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{Enduit en plâtre.....} G = \frac{\gamma_{end} \times e}{\cos \alpha} = \frac{10 \times 0.015}{\cos 38.42} = 0.191 \text{KN/m}^2$$

$$G_t = 9.12 \text{KN/m}^2$$

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	horizontal	0.02	22	0.44
	verticale	0.02	22	0.30
Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.4
	verticale	0.02	20	0.27
Marches		0.17* (1/2)	22	1.87
Paillasse		0.17/cos α	25	5.42
Enduit plâtre		0.015	10	0.19
Charge permanente totale				G = 9.12
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tab. II.11 : Evaluation des charges de la volée

II.10. Descente de charges

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

II.10.1 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) :	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage n quelconque :	$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage :	Q_0
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$0.9 Q_0$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$0.8 Q_0$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q_0$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Donc dans notre cas la loi dégression sera comme suite :

Etage 8 : Q_0

Etage 7 : $Q_0 + Q$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

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

Etage 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Etage 1 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q + 0.5 \times Q$

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

Sous-sol : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q + 0.5 \times Q + 0.5 \times Q + Q_R$

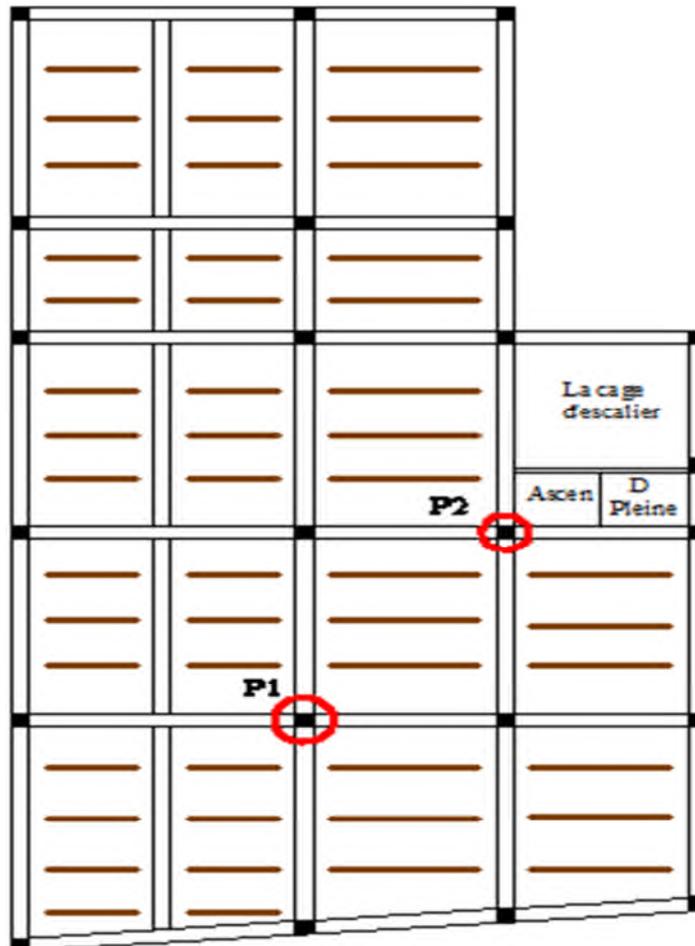


Fig. II.16 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges

II.10.2. La descente de charge pour le poteau P1

La surface afférente qui revenant au poteau P1:

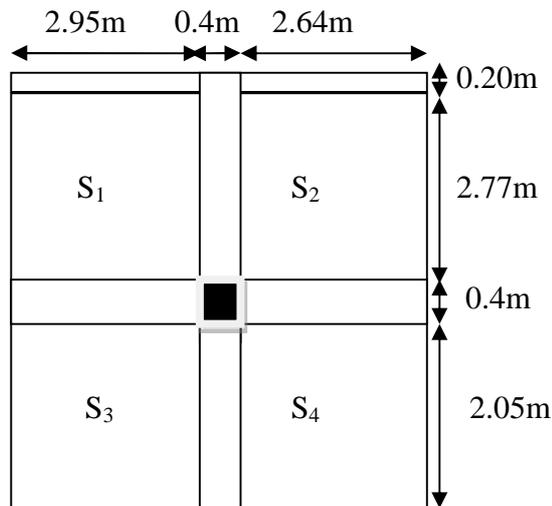


Fig. II. 17 : Le poteau P1

- Poutres principales (40×50).

- Poutres secondaires (40×45).

- Poutres de chaînage (40×45).

Surface afférente: $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}} + S_{\text{pc}}$

Surface des murs à double cloisons : S_{murs}

Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}} - S_{\text{murs}}$

Exemple de calcul :

Plancher d'étage 8 :

$$S_{\text{afférente}} = (2.95 \times 2.77) + (2.64 \times 2.77) + (2.95 \times 2.05) + (2.05 \times 2.64) = 26.943 \text{m}^2$$

$$S_{\text{pp}} = L_{\text{pp}} \times 0.4 = (5.99 - 0.4) \times 0.4 = 2.236 \text{m}^2$$

$$S_{\text{ps}} = L_{\text{ps}} \times 0.4 = (5.42 - 0.4) \times 0.4 = 2.008 \text{m}^2$$

$$S_{\text{pc}} = L_{\text{pc}} \times 0.2 = 5.59 \times 0.2 = 1.118 \text{m}^2$$

$$S_{\text{poutres}} = 2.236 + 2.008 + 1.118 = 5.362 \text{m}^2$$

$$S_{\text{murs}} = (5.59 + 2.97) \times 0.3 = 2.568 \text{m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 26.943 + (2.236 + 2.008 + 1.118) - 2.568 = 29.737 \text{m}^2$$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers	S _{afférente} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse inaccessible	26.943+0.16	5.362	/	32.465
Etage 7 et 8	26.943	5.362	2.568	29.737
Etage 6 et 5	26.943	5.322	2.545	29.720
Etage 4 et 3	26.943	5.282	2.523	29.700
Etage 1 et 2	26.943	5.242	2.500	29.68
RDC	26.943	5.202	2.478	29.66

Tab. II.12 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau

➤ Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1 :

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = q_i \times S_{i \text{ totale}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	q _i (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1.00	32.465
Etage 7 et 8	1.50	44.60
Etage 6 et 5	1.50	44.58
Etage 4 et 3	1.50	44.55
Etage 1 et 2	1.50	44.52
RDC	5.00	148.30

Tab. II.13 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1

- **L'application de la loi de dégression :** Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Q (KN)
N1	32.465
N2	77.065
N3	117.18
N4	152.84
N5	184.03
N6	210.76
N7	233.02
N8	255.28
N9	277.54
N10	425.84

Tab. II.14 : La loi de dégression pour le poteau P1

- **Les charges permanentes**

Les planchers :

Plancher terrasse : $G=26.943 \times 6.48=174.60\text{KN}$

Etages courants 1 à 8 : $G=26.943 \times 5.1=137.40\text{KN}$

Les poutres (étage 1)

$G_{pp} = (5.99-0.55) \times 0.40 \times 0.50 \times 25=27.2\text{KN}$

$G_{ps} = (5.42-0.55) \times 0.40 \times 0.45 \times 25=21.91\text{KN}$

$G_{pc} = (5.99-0.4) \times 0.20 \times 0.45 \times 25=12.5\text{KN}$

Mur extérieur (étage 1)

$G=8.333 \times 2.8 \times (3.06-0.20)=66.73\text{KN}$

Les poteaux (étage 1)

$G = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25=23.14\text{KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau central sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)
N1	Plancher de terrasse inaccessible	174.6
	Poutres	63
	Poteaux	12.24
	Total	249.84
N2	Venant de N1	249.84
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	68.53
	Poutres	63
	Poteaux	12.24
	Total	531.01
N3	Venant de N2	531.01
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	68.53
	Poutres	62.52
	Poteaux	15.49
	Total	814.95
N4	Venant de N3	814.95
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	67.93
	Poutres	62.52
	Poteaux	15.49
	Total	1098.29
N5	Venant de N4	1098.29
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	67.93
	Poutres	62.055
	Poteaux	19.12

	Total	1384.8
N6	Venant de N5	1384.8
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	67.34
	Poutres	62.055
	Poteaux	19.12
	Total	1634.71
N7	Venant de N6	1634.71
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	67.34
	Poutres	61.58
	Poteaux	23.14
	Total	1924.17
N8	Venant de N7	1924.17
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	66.73
	Poutres	61.58
	Poteaux	23.14
	Total	2213.02
N9	Venant de N8	2213.02
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	66.73
	Poutres	61.105
	Poteaux	36.72
	Total	2514.97
N10	Venant de N9	2514.97
	Plancher corps creux	137.40
	Murs extérieurs	83.17
	Poutres	61.105
	Poteaux	27
	Total	2823.64
	TOTAL	2823.64

Tab. II. 15 : Descente des charges pour le poteau P1

$G=2823.64\text{KN}$.

$Q=425.84\text{KN}$.

$N_u = 1.35G+1.5Q = 1.35 \times 2823.64 + 1.5 \times 425.84 = 4450.67\text{KN}$.

- La descente de charge pour le poteau P2

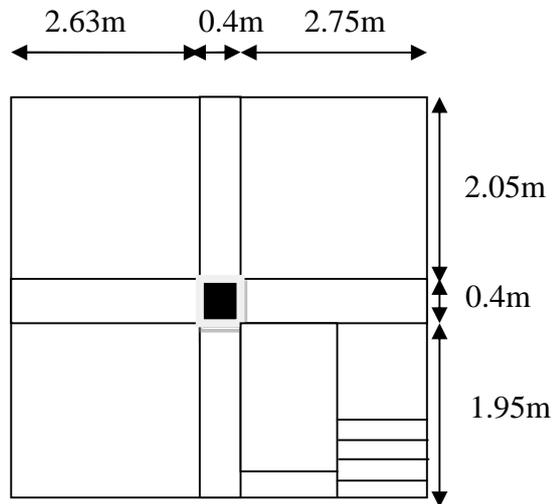


Fig. II. 18 : Le poteau P2

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers	$S_{\text{afférente}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{poutres}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{escalier}} \text{ (m}^2\text{)}$ S_P+S_V	$S_{\text{totale}} \text{ (m}^2\text{)}$
Terrasse inaccessible	25.52	3.76	/	25.52
Etage 7 et 8	16.227	3.72	1.025+1.178	19.947
Etage 6 et 5	16.227	3.68	1.025+1.178	19.907
Etage 4 et 3	16.227	3.64	1.025+1.178	19.867
Etage 1 et 2	16.227	3.60	1.025+1.178	19.827
RDC	16.227	3.56	1.025+1.178	19.787

Tabl II.16 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	q_i (KN/m ²)	Q_i (KN)	q_{esc} (KN/m ²)	Q_{esc} (KN)	Q_{total} (KN)
T. inaccessible	1.00	25.52	/	/	25.52
Etage 7 et 8	1.50	24.34	2.50	5.507	29.84
Etage 6 et 5	1.50	24.34	2.50	5.507	29.84
Etage 4 et 3	1.50	24.34	2.50	5.507	29.84
Etage 1 et 2	1.50	24.34	2.50	5.507	29.84
RDC	5.00	81.135	2.50	5.507	86.64

Tab II.17 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2

- **L'application de la loi de dégression** : Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Q (KN)
N1	25.52
N2	55.36
N3	82.216
N4	106.08
N5	126.976
N6	144.88
N7	159.80
N8	174.72
N9	189.64
N10	276.28

Tab. II.18 : La loi de dégression pour le poteau P2

Les résultats de la descente des charges pour le poteau central sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)
N1	Plancher de terrasse inaccessible	167.146
	Poutres	45
	Poteau	12.24
	Total	224.38
N2	Venant de N1	224.38
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	45
	Poteaux	12.24
	Escalier	16.41
	Murs intérieur	11.536
	Mur extérieur	22.36
	Total	417.036
N3	Venant de N2	417.036
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	44.525
	Poteaux	15.49
	Escalier	16.41
	Murs intérieur	11.536
	Murs extérieur	22.36
	Total	612.45
N4	Venant de N3	612.45
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	44.525
	Poteaux	15.49
	Escalier	16.41

	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	22
	Total	807.511
N5	Venant de N4	807.511
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	44.05
	Poteaux	19.12
	Escalier	16.41
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	22
	Total	1005.727
N6	Venant de N5	1005.727
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	44.05
	Poteaux	19.12
	Escalier	16.41
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	21.63
	Total	1203.57
N7	Venant de N6	1203.57
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	43.573
	Poteaux	23.14
	Escalier	16.41
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	21.63
	Total	1404.96
N8	Venant de N7	1404.96
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343

	Poutres	43.573
	Poteaux	23.14
	Escalier	16.41
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	21.27
	Total	1606
N9	Venant de N8	1606
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	23.483
	Poutres	66.047
	Poteaux	36.72
	Escalier	16.41
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	21.27
	Total	1864.22
N10	Venant de N9	1864.22
	Plancher corps creux	82.757
	Dalle pleine	2.343
	Poutres	43.072
	Poteaux	27
	Mur intérieur	11.536
	Mur extérieur	17.70
	Total	2048.62
	TOTAL	2048.62

Tab II. 19 : Descente des charges pour le poteau P2

$G=2048.62\text{KN}$.

$Q=276.28\text{KN}$.

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2048.62 + 1.5 \times 276.28 = 3180.057\text{KN}$.

- Le poteau le plus sollicité est le P1 avec un effort normal $N_u=4450.67\text{KN}$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%. Après majoration on trouve : $N_u = 4895.74\text{KN}$.

II.11. Vérification des poteaux

II.11.1 : Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{4895.74 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.326 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$.

$B = 0.36 \geq 0.326 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

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

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B calcule		observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
Sous- sol	4895.74	60*60	0.36	0.326	vérifiée
RDC	4192.67	60*60	0.36	0.279	vérifiée
1 ^{er}	3707.54	55*55	0.3025	0.247	vérifiée
2 ^{eme}	3241.87	55*55	0.3025	0.212	vérifiée
3 ^{eme}	2777.30	50*50	0.25	0.185	vérifiée
4 ^{eme}	2360.07	50*50	0.25	0.157	vérifiée
5 ^{eme}	1883.146	45*45	0.2025	0.125	vérifiée
6 ^{eme}	1403.540	45*45	0.2025	0.093	vérifiée
7 ^{eme}	915.705	40*40	0.16	0.061	vérifiée
8 ^{eme}	424.58	40*40	0.16	0.028	vérifiée

Tab. II. 20 : Vérification des poteaux à la compression simple.

II.11.2. Vérification au flambement

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton. γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$. l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

▪ Vérification du poteau du sous sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3 = 2.1m.$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 0.0108m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.1}{0.173} = 12.13 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.13}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{4895.74 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.268m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.3364 > 0.268$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm ²)	Condition $B_r > B_r$ calculé		observation
			B_r (m ²)	B_r calculé (m ²)	
Sous sol et RDC	4895.74	60*60	0.3364	0.268	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	3707.54	55*55	0.2809	0.2043	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	2777.30	50*50	0.2304	0.1537	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1883.146	45*45	0.1849	0.1053	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	915.705	40*40	0.14	0.0157	vérifiée

Tab. II.21 : vérification au flambement des poteaux

II.12. Conclusion

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

- ✓ Poutres principales : $40 \times 50 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $40 \times 45 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poutre de chaînage : $40 \times 45 \text{ cm}^2$
- ✓ Voile de Sous Sol, RDC : $e = 20 \text{ cm}$.
- ✓ Voile étage courant: $e = 20 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux du Sous Sol et RDC : $60 \times 60 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteaux de l'étage 1 et 2 : $55 \times 55 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 5 et 6 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 7 et 8 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Etude des éléments secondaires

Chapitre III

III. INTRODUCTION :

Un bâtiment d'usage (habitation, bureaux ou commercial) est constitué d'un ensemble d'éléments dits porteurs qui sont classés en deux types (les éléments principaux et secondaires) Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de l'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.1.ETUDES DES PLANCHERS**III.1.1.Définitions**

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements,...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs). Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

Dalles, nervurés ou poutrelles, poutres, linteaux.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine (balcon)

III.1.2.Plancher à corps creux**III.1.2.1. Les poutrelles**

Le sens de disposition des poutrelles adopté est lié à deux critères :

- Critère de la plus petite portée
- Critère de la continuité

Les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Tab. III.1: Les différents Types de poutrelles

III.1.2.2. Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes de calculs :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

❖ Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

– le moment d’inertie constant sur toutes les travées.

– fissuration peu nuisible (F.P.N).

❖ **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l’importance de $\frac{Q}{Q+G}$

- Evaluation des moments
- Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max (M^1_{0}, \dots, M^n_0)$, avec n = nombre de travées d’une poutre.

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

Moment en appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

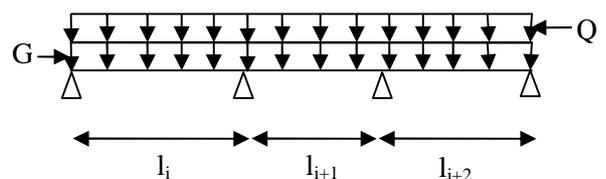


Fig. III.1: Schéma d'une Poutre

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

❖ **Moment en travée :**

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

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

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

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

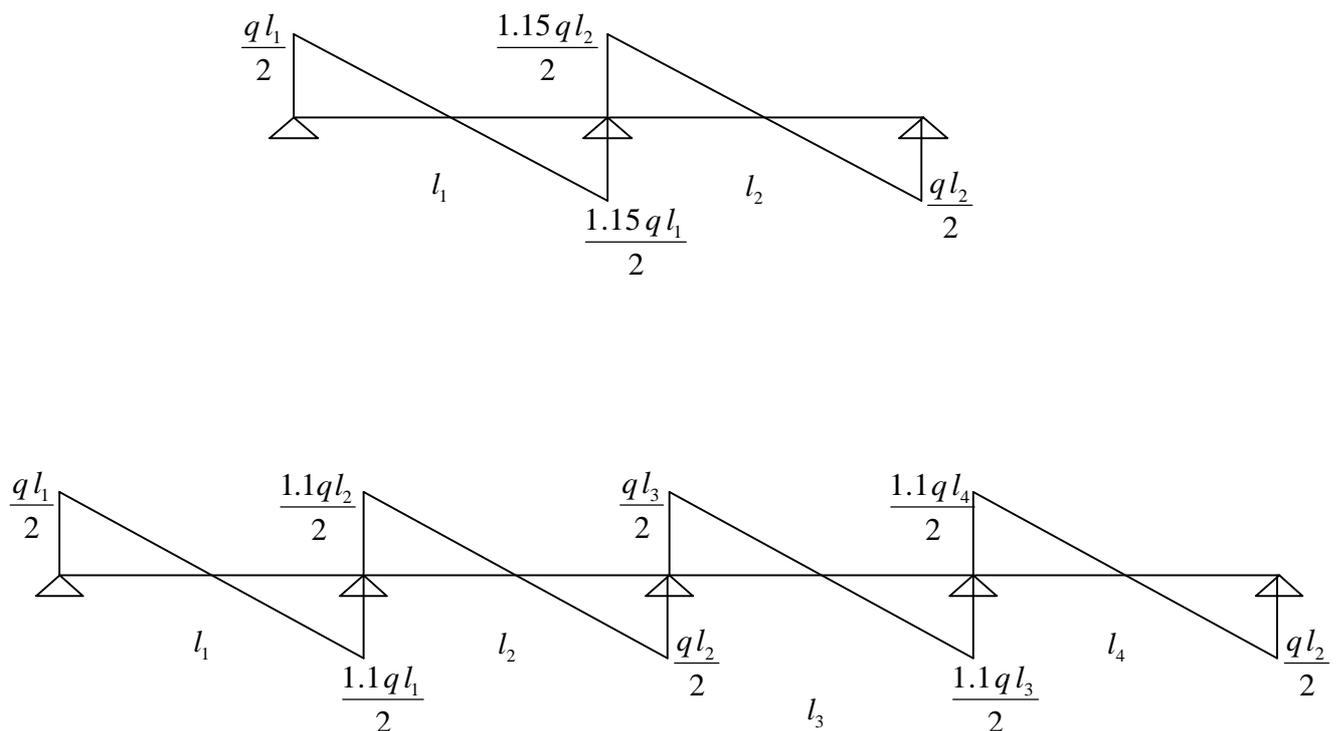


Fig. III.2 : Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

❖ **Conditions d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Principe de la méthode :**

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

❖ **Moment en appuis :**

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

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

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

- Moment en travée

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

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

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

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

❖ **L'effort tranchant**

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

❖ **Vérification des conditions de BAEL :**

1^{ère} condition :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.48 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.48; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

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

$$Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.10; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Plancher étage commercial :

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

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.10; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \dots \quad \text{Vérfiée}$$

2^{eme} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.175}{4.5} = 0.70 \leq 1.25 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.175}{4.5} = 0.70 \leq 1.25 \quad \text{non vérifiée.}$$

La 3^{eme} et la 4^{eme} condition sont vérifiées.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour les différents types de poutrelles et pour les différents cas de planchers (inaccessible, courant, commerciale)

III.1. 3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.48	1	6.66	4.86
Plancher étage courant	5.10	1.5	5.93	4.29
Plancher étage commercial	5.10	5	9.35	6.56

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

Pour le calcul des moments aux niveaux d'appuis on applique la méthode de Caquot minorée, la on remplace la charge permanente par le $G'=2/3G$

À l'ELU : $q_u' = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times b$

À l'ELS : $q_s' = (G' + Q) \times b$

$b = 0.65m$

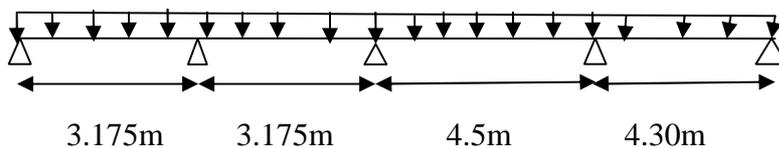
Désignation	G'=2/3G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u ' (KN/m)	q _s ' (KN/m)
Terrasse inaccessible	4.32	1	4.76	3.45
Plancher étage courant	3.4	1.5	4.44	3.18
Plancher étage commercial	3.4	5	7.85	5.46

Tab III.3 : Charges minorée et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

III.1.4. Calcul des sollicitations de poutrelles type 1

On prendra comme exemple la poutrelle de type 2 du plancher étage commercial (RDC), les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

Calcul de la poutrelle type 2 du plancher étage commercial (RDC)



❖ Calcul des moments isostatiques

A l'ELU :

$$M_0^t = \frac{q_U \times L_t^2}{8}$$

A l'ELS :

$$M_0^t = \frac{q_S \times L_t^2}{8}$$

Travée	M ₀ (KN.m)	
	ELU	ELS
AB	9.89	6.88
BC	9.89	6.88
CD	19.87	13.75
DE	18.14	12.61

❖ Moments aux appuis

Appuis de rive

$$M_A = M_E = 0$$

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

$$\text{A l'ELU} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.72 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.89 \text{KN.m}$$

Appuis intermédiaires

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

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

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (resp à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considérée.

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

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,175m$$

$$L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} = 2,54m$$

$$L'_{CD} = 0,8 \times L_{CD} = 3,6m$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 4,30m$$

❖ Les moments aux appuis intermédiaires :

A l'ELU

$$q = 7,85 \text{KN/m}^2$$

$$M_B = \frac{7,85 \times (3,175^3 + 2,54^3)}{8,5 \times (3,175 + 2,54)} \Rightarrow M_B = -7,82 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{8,53 \times (2,54^3 + 3,6^3)}{8,5 \times (2,54 + 3,6)} \Rightarrow M_C = -9,49 \text{KN.m}$$

$$M_D = \frac{7,85 \times (3,6^3 + 4,30^3)}{8,5 \times (3,6 + 4,30)} \Rightarrow M_D = -14,76 \text{KN.m}$$

A l'ELS

$$q = 5,46 \text{KN/m}^2$$

$$M_B = \frac{5.46 \times (3.175^3 + 2.54^3)}{8.5 \times (3.175 + 2.54)} \Rightarrow M_B = -5.43 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{5.46 \times (2.54^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (2.54 + 3.6)} \Rightarrow M_C = -6.59 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{5.46 \times (3.6^3 + 4.30^3)}{8.5 \times (3.6 + 4.30)} \Rightarrow M_D = -10.25 \text{ kn.m}$$

❖ Moments aux travées :

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

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

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

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

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

Travée AB

A l'ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{3.175 \times 9.35} = 1.32 \text{ m}$$

$$M = \frac{9.35 \times 1.32 \times (3.175 - 1.32)}{2} - 7.82 \times \frac{1.32}{3.175}$$

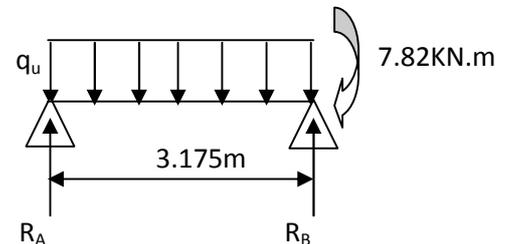
$$M_{tAB}^{\max} = 8.19 \text{ KNm}$$

A l'ELS

$$x = \frac{3.175}{2} + \frac{(-5.43)}{3.175 \times 6.56} = 1.32 \text{ m}$$

$$M(1.93) = \frac{6.56 \times 1.32 \times (3.175 - 1.32)}{2} + (-5.43) \times \frac{1.32}{3.175}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 5.77 \text{ KNm}$$



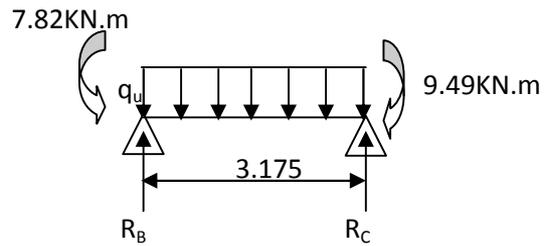
Travée BC

A l'ELU

$$x = \frac{3.175}{2} + \frac{(-9.49) + (-7.82)}{9.35 \times 3.175} = 1.53m$$

$$M(x) = \frac{9.35 \times 1.53 \times (3.175 - 1.53)}{2} + (-7.82) \times \left(1 - \frac{1.53}{3.175}\right) + (-9.49) \times \frac{1.53}{3.175}$$

$$M_{BC}^{Max} = 3.13KNm$$



A l'ELS

$$x = 1.53m$$

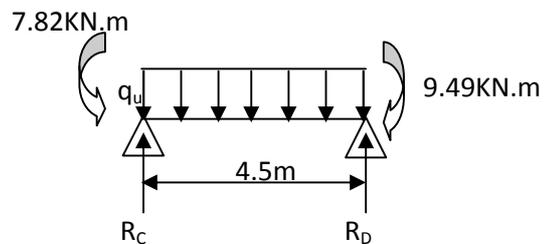
$$M_{BC} = 2.26KNm$$

Travée CD

A l'ELU

$$x = 2.12m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.12) = 11.61KN.m$$



A l'ELS

$$x = 2.12m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.12) = 8.24KN.m$$

Travée DE

A l'ELU

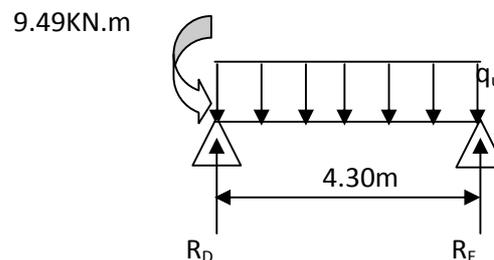
$$x = 2.51m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.51) = 14.85KN.m$$

A l'ELS

$$x = 2.51m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.51) = 10.47KN.m$$



❖ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

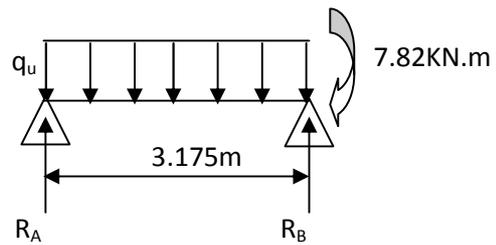
$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB**A l'ELU**

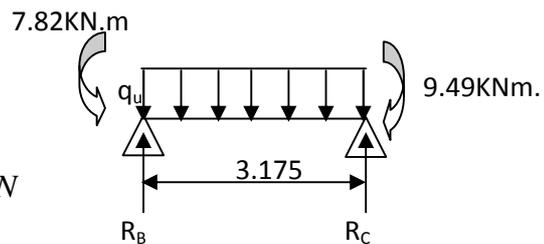
$$V_A = \frac{9.35 \times 3.175}{2} + \frac{(-7.82)}{3.175} = 12.37 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.35 \times 3.175}{2} + \frac{(-7.82)}{3.175} = -17.30 \text{ KN}$$

**Travée BC**

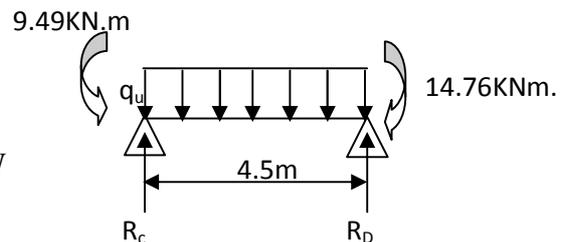
$$V_B = \frac{9.35 \times 3.175}{2} + \frac{(-9.49) - (-7.82)}{3.175} = 14.31 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.35 \times 3.175}{2} + \frac{(-9.49) - (-7.82)}{3.175} = -15.36 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{9.35 \times 4.5}{2} + \frac{(-9.49) - (-14.76)}{4.5} = 19.86 \text{ KN}$$

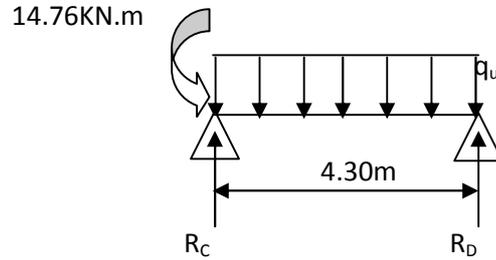
$$V_D = -\frac{9.35 \times 4.5}{2} + \frac{(-9.49) - (-14.76)}{4.5} = -22.20 \text{ KN}$$



Travée DE

$$V_A = \frac{9.35 \times 4.30}{2} + \frac{-(-14.76)}{4.30} = 23.53 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.35 \times 4.30}{2} + \frac{-(-14.76)}{4.30} = -16.66 \text{ KN}$$



Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux s

❖ Plancher d'étage commercial :

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ ' (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	3.175	9.89	-2.72	-7.82	8.19	12.37	-17.30
		B-C	3.175	9.89	-7.82	-9.49	3.13	14.31	-15.36
		C-D	4.5	19.87	-9.49	-14.76	11.61	19.86	-22.20
		D-E	4.30	18.14	-14.76	-2.72	14.85	23.53	-16.66
	2	A-B	3.175	9.89	-2.72	-7.82	8.19	12.37	-17.30
		B-C	3.175	9.89	-7.82	-14.12	1.01	12.86	-16.82
		C-B	4.5	19.87	-14.12	-2.72	17.13	24.17	-17.9
1	A-B	3.175	6.88	-1.89	-5.43	5.77	/	/	
	B-C	3.175	6.88	-5.43	-6.59	2.26	/	/	

A l'ELS		C-D	4.5	13.75	-6.59	-10.25	8.24	/	/
		D-E	4.30	12.61	-10.25	-1.89	10.47	/	/
	2	A-B	3.175	6.88	-1.89	-5.43	5.77	/	/
		B-C	3.175	6.88	-5.43	-9.81	0.79	/	/
		C-D	4.5	13.75	-9.81	-1.89	12.07	/	/

Tab III.4: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commercial.

❖ **Plancher d'étage courant :**

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ ' (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	3.175	5.59	-1.53	-4.42	5.43	8.03	-10.82
		B-C	3.175	5.59	-4.42	-5.37	2.59	9.13	-9.72
		C-D	4.5	11.23	-5.37	-8.35	8.20	12.69	-14.02
		D-E	4.30	10.26	-8.35	-1.53	9.86	14.70	-10.82
	2	A-B	3.175	5.59	-1.53	-4.42	5.43	8.03	-10.82
		B-C	3.175	5.59	-4.42	-7.98	1.38	8.30	-10.54
C-B		4.5	11.23	-7.98	-1.53	11.30	15.13	-11.58	
	1	A-B	3.175	4.00	-1.10	-3.17	3.93	/	/
		B-C	3.175	4.00	-3.17	-3.84	1.90	/	/

A l'ELS		C-D	4.5	8.04	-3.84	-5.98	5.97	/	/
		D-E	4.30	7.34	-5.98	-1.10	7.14	/	/
	2	A-B	3.175	4.00	-1.10	-3.17	3.93	/	/
		B-C	3.175	4.00	-3.17	-5.72	1.03	/	/
		C-D	4.5	8.04	-5.72	-1.10	8.18	/	/

Tab III.5.: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ ' (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	3.175	6	-1.65	-4.74	6.18	9.07	-12.07
		B-C	3.175	6	-4.74	-5.75	3.14	10.25	-10.89
		C-D	4.5	12.04	-5.75	-8.95	9.54	14.27	-15.69
		D-E	4.30	11	-8.95	-1.65	11.24	16.40	-12.23
	2	A-B	3.175	6	-1.65	-4.74	6.18	9.07	-12.07
		B-C	3.175	6	-4.74	-8.56	1.84	9.37	-11.77
		C-B	4.5	12.04	-8.56	-1.65	12.85	16.89	-13.08
	1	A-B	3.175	4.34	-1.20	-3.44	4.52	/	/
		B-C	3.175	4.34	-3.44	-4.17	2.32	/	/

A l'ELS		C-D	4.5	8.73	-4.17	-6.49	7.00	/	/
		D-E	4.30	7.97	-6.49	-1.20	8.22	/	/
	2	A-B	3.175	4.34	-1.20	-3.44	4.52	/	/
		B-C	3.175	4.34	-3.44	-6.21	1.37	/	/
		C-D	4.5	8.73	-6.21	-1.20	9.39	/	/

Tab III.6.: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

III.1.5 Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 2 du plancher étage commercial qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 17.13 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.72 KN.m (rive) \\ -14.12 KN.m (int\erne) \end{cases}$$

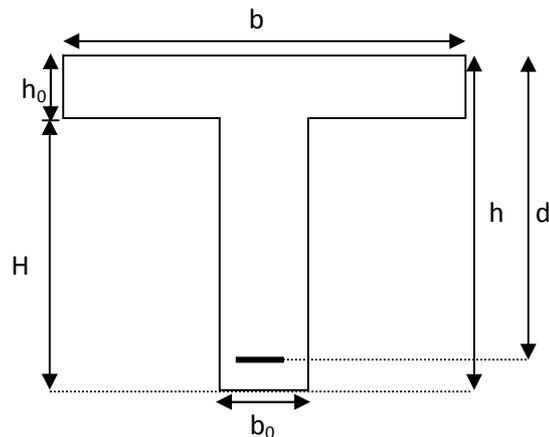
$$V^{Max} = 24.17 KN$$

$$M_{Travée}^{Max} = 12.07 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.89 KN.m (Rive) \\ -9.81 KN.m (int\erne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 20cm$
- $H = 16cm$
- $b_0 = 10cm$
- $d = 18cm$



A-calcul à l'ELU

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

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

❖ Armatures longitudinales**1. Ferrailage en travée**

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

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

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

$M_{tu} > M_u = 17.13 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.13 \times 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0572 \text{ mn}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0572$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.073$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_s = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on ferraille avec A_s

Soit $A_s = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 3.39 + 1.54 = 4.93 \text{ cm}^2$ tel que A_s est choisit selon la vérification de la flèche des poutrelles.

2. Ferrailage en appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -14.12 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.306$$

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

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.473$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.145 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 2.78 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_s = 2.94 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Donc on ferraille avec A_s

Soit $A_s = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

- **Appuis de rive**

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -2.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.059$$

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

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_S = 0.44 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Donc on ferraille avec A_S

Soit $A_S = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

3. Ferrailage transversale

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- a. **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{24.17 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.34 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- b. **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

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

- c. **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = (0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10 \times [1.34 - 0.3 \times 1 \times 2.1]} = 25.69 \text{ cm} \leq \end{array} \right.$$

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

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

d. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 4.93 = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.72 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 24.17 \times 10^{-3}}{400} = 0.694 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

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

$$A_l = 3.08 + 4.93 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[24.17 - \frac{14.12}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -1.810 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -1.810 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification}$$

à faire.

e. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{24.17 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

a. Etat limite d'ouverture des fissures

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

b. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

En travée

$$M_{ser} = 12.07 \text{ KN.m ; } A = 4.93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 4.93 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -5.15 \times 10^{-4} m^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 5.36 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1.51 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.07 \times 10^{-3} \times 5.11 \times 10^{-2}}{1.38 \times 10^{-4}} = 4.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 9.81 \text{ KN.m} ; A = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 4.39 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1.03 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.81 \times 10^{-3} \times 4.39 \times 10^{-2}}{1.030 \times 10^{-4}} = 4.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis de rive**

$$M_{ser} = 1.89 \text{ KN.m} ; A = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.3 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.318 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.89 \times 10^{-3} \times 2.3 \times 10^{-2}}{0.318 \times 10^{-4}} = 1.36 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art B-6-3) [1].

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

❖ **Etat limite de déformation :** (Article B.6.5.1) [2].

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

❖ **Evaluation de la flèche :** (Article B.6.5.1) [2].

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche :

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

f_{ij} : 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).

a. Evaluation des moments en travée :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.75 = 2.437 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.10 = 3.31 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.10 + 5.) = 6.56 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.43 \times 4.5^2}{8} = 4.627 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.315 \times 4.5^2}{8} = 6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{6.56 \times 4.5^2}{8} = 12.45 \text{ KN.m}$$

b. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre:

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

$$y_G = \frac{0.65 \times \frac{0.2^2}{2} + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 4.93 \times (0.2 - 0.18)}{.01 \times 0.2 + (0.65 - 0.1) \times 0.04 + 15 \times 4.93} = 0.123 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 2.3 \times 10^{-4} m^4$$

(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m⁴))

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.93}{10 \times 18} = 0.027 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue a l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.027} = 1.557 \quad ; \lambda_v = 0.4 \times 1.557 = 0.623$$

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

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{4.627 \times 10^{-3}}{4.93 \times (0.18 - \frac{0.051}{2})} = 57.71 Mpa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{6.29 \times 10^{-3}}{4.93 \times (0.18 - \frac{0.051}{2})} = 78.618 Mpa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{4.93 \times (0.18 - \frac{0.051}{2})} = 155.81 Mpa$$

c. Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0 .$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 57.71 + 2.1} = 0.563 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 78.61 + 2.1} = 0.656 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 155.81 + 2.1} = 0.808 > 0$$

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

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

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

d. Moment d'inertie fictive (I_f) :

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures des zones tendues .

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 2.3 \times 10^{-4}}{1 + 1.557 \times 0.563} = 1.34 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 2.3 \times 10^{-4}}{1 + 1.557 \times 0.656} = 1.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 2.3 \times 10^{-4}}{1 + 1.557 \times 0.808} = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 2.3 \times 10^{-4}}{1 + 1.557 \times 0.658} = 1.79 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

e. Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{4.627 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.20 \times 0.22 \times 10^{-4}} = 2.13 \times 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{6.29 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 1.13 \times 10^{-4}} = 3.13 \times 10^{-4} m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{12.45 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 1.01 \times 10^{-4}} = 6.93 \times 10^{-4} m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{6.29 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 10721.40 \times 1.67 \times 10^{-4}} = 6.54 \times 10^{-4} m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.05 - 2.34 + 7.68 - 3.45 = 8.94mm = 0.821cm$$

f. La flèche admissible :

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.9cm$$

$$\Delta f = 0.821cm \leq f_{adm} = 0.9cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

❖ Le ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers est donne dans le tableau suivant :

Plancher	Type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
Etage	1	M _t =14.85KN.m				M _a ^{int} =14.76 KN.m				M _a ^{rive} =2.72 KN.m			
Comme rce(RD)		μ _{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ _{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ _{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)

C)		0.04 9	0.06 3	0.17 5	2.43	0.32	0.50 1	0.14 3	2.94	0.05	0.0 76	0.17	0.448
	2	$M_t=17.13\text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}}=14.12\text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}}=2.72\text{KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²))	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.05 7	0.07 3	0.17 3	2.81	0.30 6	0.47 3	0.14 5	2.78	0.0 5	0.07 6	0.17	0.448
Etage Courant	1	$M_t=9.86\text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}}=8.35\text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}}=1.53\text{KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²))	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.03 29	0.04 1	0.17 6	1.60	0.18 1	0.25 2	0.16 1	1.48	0.0 33	0.04 2	0.17 6	0.248
	2	$M_t=11.30\text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}}=7.98\text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}}=1.53\text{KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²))	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.37 7	0.04 8	0.17 6	1.84	0.17 3	0.23 9	0.16 2	1.41	0.0 33	0.04 2	0.17 6	0.248
Terrasse inaccessible	1	$M_t=11.24\text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}}=8.92\text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}}=1.65\text{KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²))	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.03 7	0.04 7	0.17 6	1.83	0.19 4	0.27 2	0.16 0	1.60	0.03 5	0.0 45	0.17 6	0.268
	2	$M_t=12.85\text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}}=8.56\text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}}=1.65\text{KN.m}$			

μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
0.04	0.05	0.17	2.09	0.18	0.25	0.16	1.52	0.0	0.04	0.17	0.268
2	4	6		6	9	1		35	5	6	

Tab.III.7.: Ferrailage des poutrelles.

❖ Vérification a l'ELS

a) Etat limite de compression de béton : les résultats sont dans les tableaux suivants :

Etage	type	position	M _{ser} Kn.m	As(m ²) ×10 ⁻⁴	Y(m) ×10 ⁻²	I×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Etage commerce	01	travée	10.47	4.93	5.36	1.51	4.68	15	Vérifiée
		App inter	10.25	3.08	4.39	1.030	4.36	15	Vérifiée
		App rive	1.89	1.54	2.3	0.318	1.36	15	Vérifiée
	02	travée	12.07	4.93	5.11	1.38	4.46	15	Vérifiée
		App inter	9.81	3.08	4.39	1.030	4.18	15	Vérifiée
		App rive	1.89	1.54	2.3	0.318	1.36	15	vérifiée
Etage Courant	01	travée	7.14	3.14	4.20	0.977	3.06	15	vérifiée
		App inter	5.98	1.57	3.26	0.587	3.32	15	vérifiée
		App rive	1.10	0.79	2.38	0.318	0.823	15	vérifiée
	02	travée	8.18	3.14	4.20	0.977	3.51	15	vérifiée
		App inter	5.72	1.57	3.26	0.587	3.17	15	vérifiée
		App rive	1.10	0.79	2.38	0.318	0.823	15	Vérifiée
Etage Terrasse	01	travée	8.22	3.49	4.20	0.977	3.53	15	Vérifiée
		App inter	6.49	2.26	3.84	0.802	3.10	15	Vérifiée
		App rive	1.20	1.13	2.38	0.318	0.898	15	Vérifiée
	02	travée	9.39	3.49	4.20	0.977	4.03	15	Vérifiée
		App inter	6.21	2.26	3.84	0.802	2.973	15	Vérifiée
		App rive	1.20	1.13	2.38	0.318	0.898	15	vérifiée

Tab III.8.: Vérification des contraintes dans le béton

b) Etats limites de déformation du béton :

Plancher	type	q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)	q_{pser} (KN/m)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
Etage commerce	1et2	2.43	3.31	6.56	2.13	3.13	6.93	6.548	8.216	9
Etage Courant	1et2	2.43	3.31	4.29	3.09	4.63	6.38	8.77	7.42	9
Terrasse inaccessible	1et2	3.28	4.21	4.86	4.17	5.66	6.72	10.76	7.65	9

Tab. III.9: vérification des états limite de compression du béton

❖ Choix des barres et vérification au cisaillement :

Plancher	type	En travée(cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive(cm ²)	V _u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)
Etage de commerce	1 et 2	3HA12+1HA14=4.93	2HA14=3.08	1HA14=1.54	24.17	1.34	3.25
Etages courants	1 et 2	3HA10+1HA10=3.14	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.13	0.84	3.25
Terrasse Inaccessible	1 et 2	3HA10+1HA12=3.49	2HA12=2.26	1HA12=1.13	16.89	0.93	3.25

Tab III.10: Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement

❖ Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t=2\Phi6=0.57\text{cm}^2$

L'espacement $S_t=15\text{ cm}$ pour toutes les poutrelles.

❖ Le schéma de ferrailage des poutrelles :

Plancher	Type	Travée et appui de rive	Appui intermédiaire
Etage de commerce	1		
	et 2		
Etage Courant	1		
	et 2		

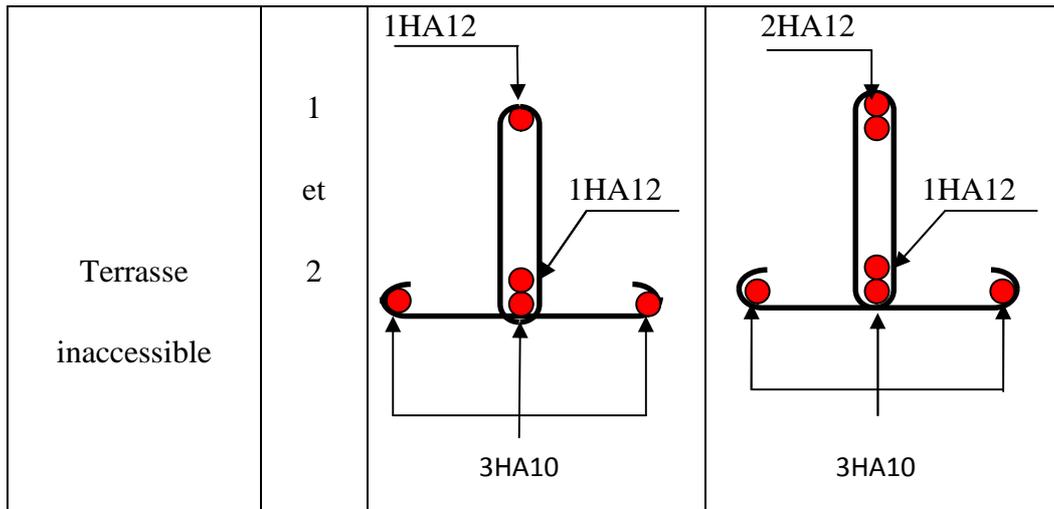


Fig.III.11: Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400$ MPa

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \dots\dots\dots \text{(B.6.8.4.2.3) [2].}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

4HA6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 25 cm < 33 cm... Vérifiée.

3HA6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 33.33 cm < 44 cm... Vérifiée.

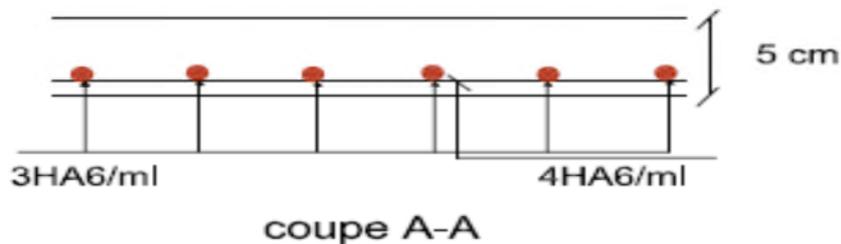


Fig. III.4: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2 : Étude de l'acrotère :

-Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

-Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.11$ KN/ml

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1$ KN/ml

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.11 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.01 \text{ KN/ml}$$

-Calcul de centre de gravité de la section :

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

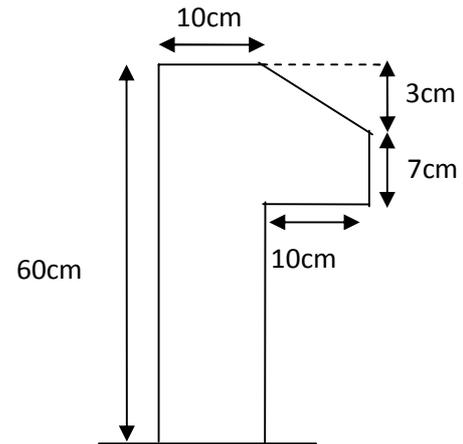


Fig.III.5: Dimension de l'acrotère

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

-Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.11 \text{ KN}$

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

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

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.}$$

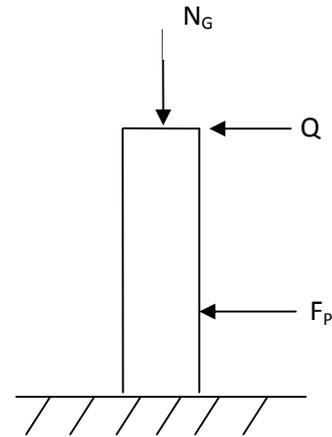


Fig.III.6: Schéma statique de l'acrotère

-Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.11	2.84	2.11
M (KN .m)	0.936	0.9	0.6

Tab. III.12 : Combinaisons d'action de l'acrotère

-Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1

Par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.32m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m}$$

e_2 : excentricité du seconde ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.32}{0.1}\right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.84 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2,84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

À l'ÉLU :

$$N_u = 2.84 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.994 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{ho}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

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

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 T6 = 1.12 \text{ cm}^2$

-L'espacement :

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

-À l'ELS :

Les vérifications effectuées dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 1100 \sqrt{\eta} \int t28\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

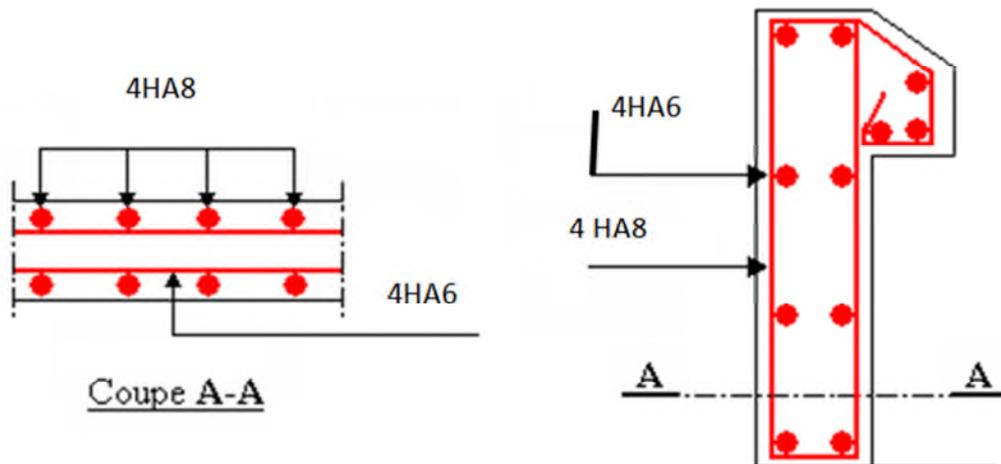


Fig. III.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des dalles pleines

III.3.1. Balcon sur trois appuis

- a) **Méthode de calcul :** on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On a $\frac{L_y}{2} = 2.95m > L_x = 1.65$ alors

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

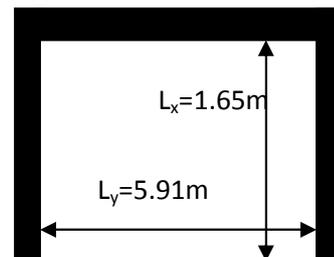


Fig. III.8 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

b) Calcul des sollicitations

- **Evaluation des charges et surcharge:**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.27 \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.012 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 9.25 \text{ KN/m}^2$$

– **Calcul à l'ELU :**

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

$$\begin{cases} M_{ox} = 65.71 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 9.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 65.71 = 49.28 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 9.74 = 7.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -32.85 \text{ KN.m} \text{ intérieurement} \\ -0.3 \times M_{ox} = -19.6071 \text{ KN.m} \text{ extérieurement} \end{cases}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{13.012 \times 1.65}{2} = 10.73 \text{ KN}$$

c) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée cm ² /ml
Sens x-x	Travée	49.28	13.73	9HA14=13.85
	Appuis (rive)	19.71	4.97	4HA14=6.16
	Appuis (intermédiaire)	32.85	8.63	6HA14=9.24
Sens y-y	Travée	7.30	1.78	3HA10=2.36cm ²
	Appuis (intermédiaire)	4.87	1.11	3HA14=1.54 cm ²

Tab III.13 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

d) Vérification à l'ELU :

✓ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.089 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.089 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

e) Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 46.71 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 6.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -23.35 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -2.076 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 35.03 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 5.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MP$$

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

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

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

Le sens	M (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	35.03	0.05866	0.00055	3.72	15	Vérifiée
Appui rive	14.013	0.066	0.00026	3.498	15	Vérifiée
Appui inter	23.35	0.066	0.00026	5.831	15	Vérifiée
Selon y-y	5.19	0.0503	0.0027	0.095	15	Vérifiée
appui	23.35	0.053	0.0012	0.148	15	Vérifiée

Tab III.14 : contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

✓ Vérification de la flèche :

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

– Sens x-x

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

La troisième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

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

Pour une portée inférieure à 2.5m, la flèche admissible $\Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{165}{250} = 0,66cm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{oy}^j	M_{oy}^g	M_{oy}^p	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
3.50	5.75	9.25	1.96	3.22	5.19	13.25	21.77	35.03

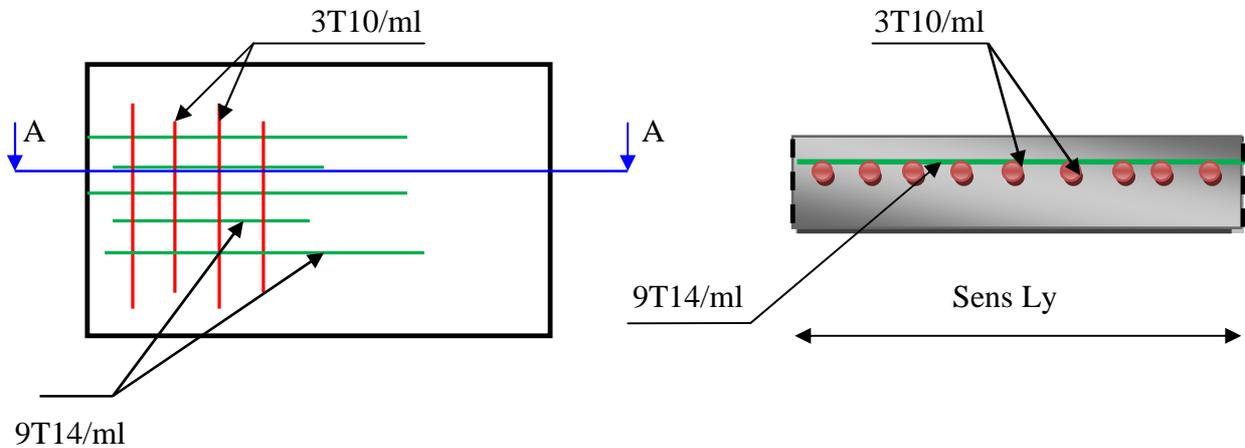
Tab III.15 : Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.288 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{165}{250} = 0.66 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.288cm < f_{adm} = 0.66cm$ C'est vérifié

f) Schémas de ferrailage :



COUPE A-A

Fig. III.9 : Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis.

III.3.2. Dalles sur 02 appuis :

Elles sont de dimensions $(L_x \times L_y) = (1.65 \times 5.20)m^2$.

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (son poids propre, surcharge d'exploitation).

III.3.2.1. Dimensionnement du panneau :

L'épaisseur de la dalle est déterminée selon deux critères :

A) Critère de résistance :

Dalle sur 02 appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$\Rightarrow \frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30}$$

$$\Rightarrow 4.71cm \leq e \leq 5.5cm$$

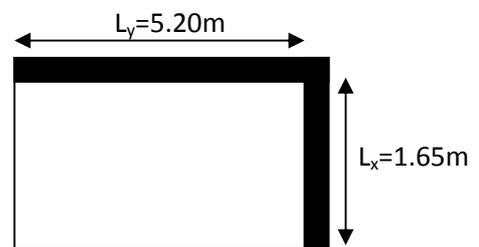


Fig III.10 : Schéma d'un balcon sur deux appuis

B) Critère de coupe feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{Soit } e=14\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{5.20} = 0.317 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre. (Flexion dans le$$

Sens L_x).

$$G = 5.75\text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2$$

III.3.2.2. Calcul des sollicitations :**A l'ELU :**

$$p_U = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$p_U = 1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 3.5 = 13.012\text{KN} / \text{m}^2$$

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 9.25\text{KN} / \text{m}^2.$$

$Q_g = 0.9\text{KN} / \text{m}^2$ (la charge concentrée due au poids propre de la cloison)

$$Q_g = 1.35 \times 0.9 \times 5.20 = 6.318\text{KN}$$

➤ Calcul des sollicitations :**En travée**

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

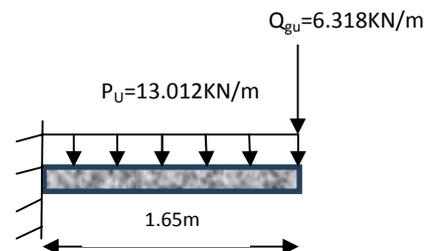
$$M_U = \frac{13.012 * 1.65^2}{2} + 6.318 * 1.65 = 28.137\text{KN.m}$$

$$V_U = P_u * l + Q_{gu} = 13.012 * 1.65 + 6.318 = 27.787\text{KN}$$

• Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14)\text{m}^2$.

$$B=100\text{m}, \quad e=14\text{cm}, \quad d=12.6\text{cm}, \quad f_{bu}=14.2\text{Mpa}$$



M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
28.137	0.117	0.156	0.112	6.121	4HA12+3HA10=6.89

Tab. III.16 : Section d'armatures

$A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

✓ **Armatures secondaires**

$$A = \frac{A}{3} = \frac{6.89}{3} = 2.30 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3.14 cm²

✓ **Espacement :**

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, On opte : $S_t = 13 \text{ cm}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h = 14 \text{ cm}$ et $\rho < 0.4 \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$1.12 < 6.121 \text{ cm}^2$c'est vérifié

➤ **Vérification à l'ELU**

-cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_u = 27.787 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{27.787 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.231 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à ELS**

Dans ce cas, la dalle est exposée aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1) Etat limite de compression du béton.

2) Etat limite de déformation (la flèche).

- Vérification l'état limite de compression du béton

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$y = 3.21 \text{ cm}, \quad I = 5645.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{16.91 \times 10^2 \times 3.21}{5645.7} = 9.630 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition}$$

vérifier

- **Etat limite de déformation (la flèche)**

D'après le BAEL 91 et le CBA 93, la vérification est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l_x} \succ \frac{1}{16} = 0.0848 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.89}{100 \times 12} = 0.00574 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

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

➤ Schéma de ferrailage :

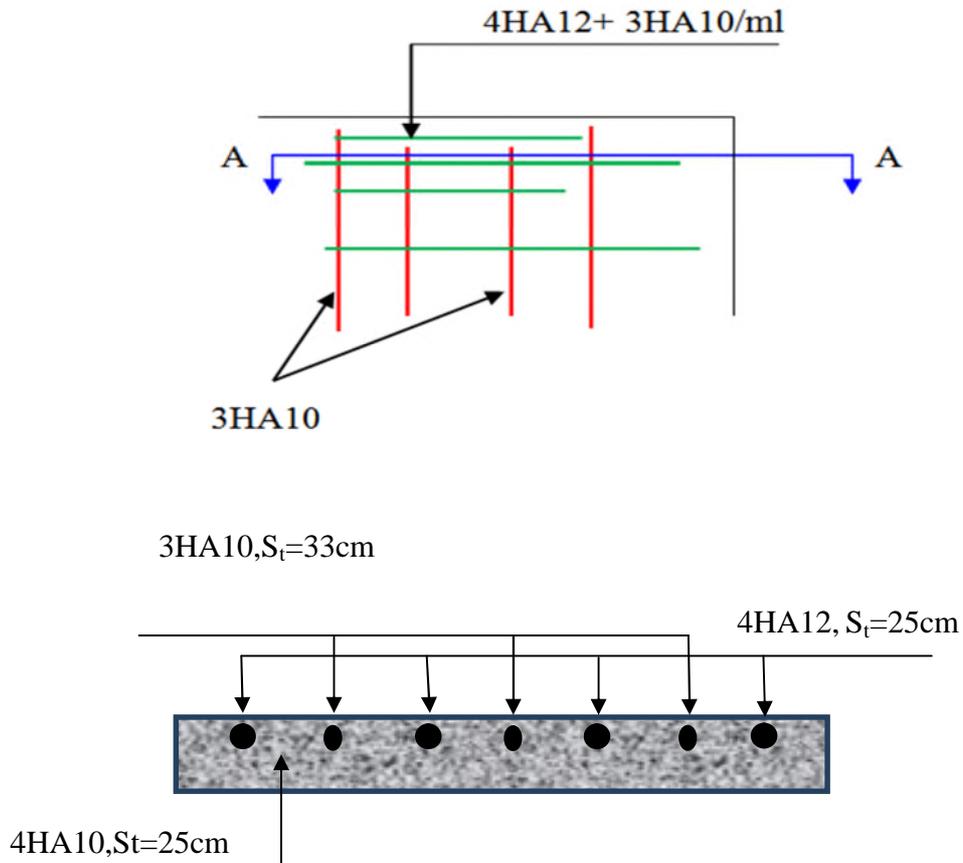


Fig III.11 : Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur 2 appuis

III.3.3 : dalle sur trois appuis :(RDC)

a) calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 \geq 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travail suivant deux sens (flexion principale suivant l_x et l_y).

$$G = 5.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

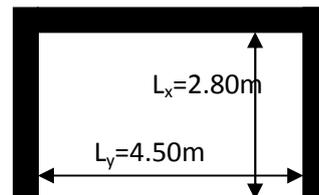


Figure III.12: Schéma d'une dalle sur trois appuis

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 15.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 10.75 \text{ KN/m}^2$$

– **Calcul à l'ELU**

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.62$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.62$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 9.49 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau intermédiaire dans le sens y-y et dans le sens x-x

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 7.12 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{15.26 \times 2.80}{2} = 21.36 \text{ KN}$$

b) Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{18}{10} = 1.8 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.6}{2} + 2 \right) = 12.20 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.6}{2} + 1.6 + 2 \right) = 10.60 \text{ cm}$$

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

▪ Selon L_x

– En travée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.12 \times 10^{-3}}{1 \times (0.122)^2 \times 14.2} = 0.033 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.041 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{7.12 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.041) \times 0.122} = 1.70 cm^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^t = 3HA10 = 2.36 cm^2$

– En appuis intermédiaires :

$$M_x^a = -4.74 KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.74 \times 10^{-3}}{1 \times (0.122)^2 \times 14.2} = 0.022 \\ \alpha = 0.028 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.12 cm^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^a = 2HA10 = 1.57 cm^2$

✓ Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = \min(3 \times 15; 33cm) = 33cm$$

$$S_t \leq 33cm$$

Soit $S_t = 25cm$

✓ Vérification des valeurs minimales

$$e = 18\text{cm}$$

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

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

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.62) \times 1 \times 0.18}{2}$$

$$A_x \geq 1.71\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

• Selon L_y

– En travée

$$M_y^t = 2.28\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.010 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.013 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.54\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit :

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

Vérification des valeurs minimales

$$e = 18\text{cm}$$

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

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

$$A_y \leq 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44\text{cm}^2$$

$$A_y^t = 2\text{HA8} = 1.01\text{cm}^2 \leq 1.44\text{cm}^2$$

– En appuis :

$$M_y^a = -4.74 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.022 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.028 \\ \Rightarrow A_y^a = 1.12 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_y^a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement (S_t)**

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 18; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

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

✓ **Vérification des valeurs minimales**

$$e = 18 \text{ cm}$$

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

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

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ A_y^a = 1.12 \text{ cm}^2 \leq 1.44 \text{ cm}^2 \right.$$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.106} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	7.12	1.70	3HA10=2.36cm ²
	En appuis	-4.74	1.12	3HA10=2.36cm ²
Sens y-y	En travée	2.28	0.54	3HA10=2.36 cm ²
	En appuis	-4.74	1.12	3HA10=2.36 cm ²

Tab. III.17: Ferrailage de la dalle sur trois appuis

c) Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.62$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0844 \times 10.75 \times 2.8^2 = 7.11 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.4892 \times 7.11 = 3.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 7.11 = 5.33 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 3.47 = 2.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -3.55 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l’abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

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

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

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	5.33	6.33	66413	2.91	15	Vérifiée
Selon y-y	2.6	5.51	325805	0.44	15	Vérifiée
Appui Selon x-x	3.55	7.01	32196	4.44	15	Vérifiée
Appui Selon y-y	3.55	5.85	148790	0.69	15	Vérifiée

Tab. III.18: Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

✓ **Vérification de la flèche :**

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

– **Sens x-x**

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

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

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

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

Pour une portée supérieure à 2,5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = 0.56cm$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.221cm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.422cm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.443cm < f_{adm} = 0.56cm$ c'est vérifiée

- Sens y-y

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

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

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

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

Pour une portée supérieure à 2,5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.9cm$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.401cm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.547cm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.445cm < f_{adm} = 0.9cm$ vérifiée

d) Le schéma de ferrailage :

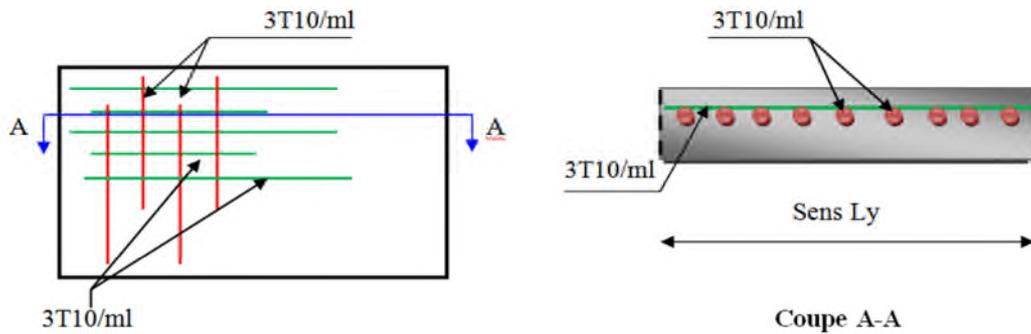


Fig III.13 : Schéma de ferrailage dalle pleine sur trois appuis.

III.3.3.1 : Etude des poutres de chaînages

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

1 : Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4.5m$

Selon la condition de flèche :

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

$$30cm \leq h \leq 45cm$$

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** : $h \geq 15 \text{ cm}$ et $b \geq \frac{2}{3} \times h$

D'où $h = 40cm$ et $b = 30cm$. (30cm est l'épaisseur de mur)

2 : Sollicitation :

$$P_p = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.8 (3.06 - 0.40) = 7.44 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \cdot (p_p + p_{\text{mur}}) = 1.35 \times (3 + 7.44) = 14.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7.44 + 3 = 10.44 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.09 \times 4.5^2}{8} = 35.66 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75M_u = 26.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = 17.83 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

Armature longitudinale :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	d_x (m)	μ_{bu}	α	A_s calculé (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
En travée	26.74	0.36	0.048	0.062	2.189	3HA12=3.39
En appui	17.83	0.36	0.032	0.041	1.44	3HA10=2.36

Tab. III.19 : Ferraillage des poutres de chaînage

Vérification à l'état limite ultime :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \text{ m}^2$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad V_u = \frac{ql}{2} = \frac{14.09 \times 4.5}{2} = 31.70 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{31.70 \times 10^{-3}}{0.36 \times 0.30} = 0.29 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.29 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.142 \text{ mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

Espacement :

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

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

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

$$\text{D'où } S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 1,50}{30 \times (0,29 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t < 0 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1,14 \times 400}{0,4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 38 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 32,4 \text{ cm} \dots\dots\dots(3).$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 0,0932 \text{ m}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 4,16 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,44 \times 4,5^2}{8} = 26,42 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{26,42 \times 9,32 \times 10^{-5}}{4,16 \times 10^{-4}} = 5,91 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

État limite de déformation :**- Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.074 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 36} = 0.00313 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

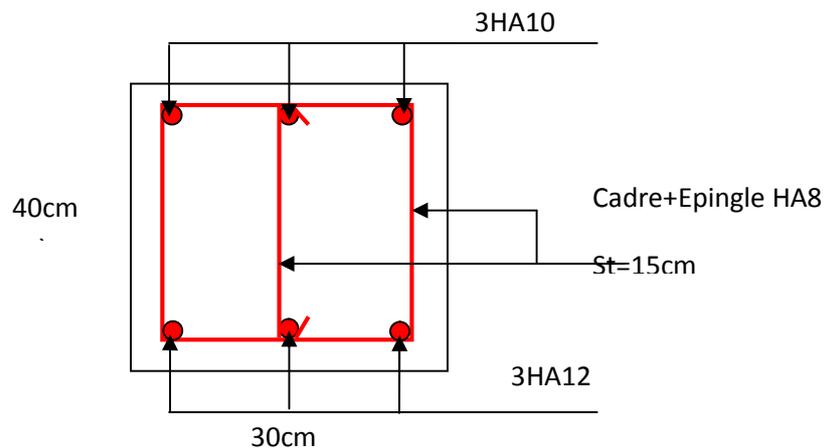
Schéma de ferrailage :

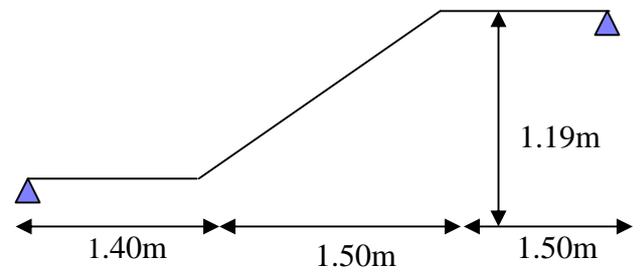
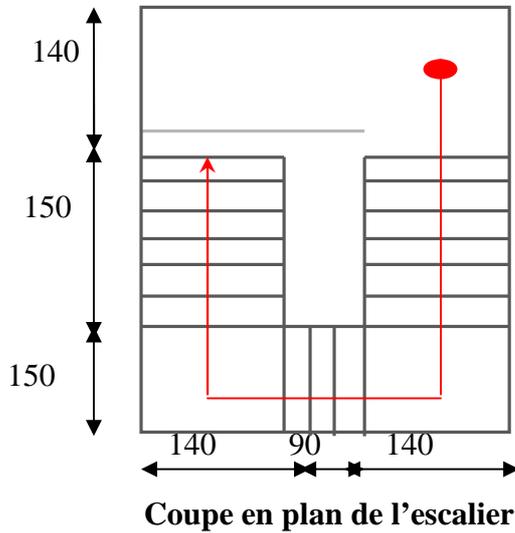
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4. ETUDE DE L'ESCALIER

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit ;

III.4.1. Calcul de la volées (1),(3)

$G_p = 5.56 \text{ KN/m}^2$



$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$G_v = 9.12 \text{ KN/m}^2$

$e = 17 \text{ cm}$

à l'ELU

$P_{uv} = 1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q = 16.06 \text{ KN/ml}$

$P_{up} = 1.35 \cdot G_p + 1.5 \cdot Q = 11.25 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations

Les réactions d'appuis

$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 28.44 \text{ KN}$

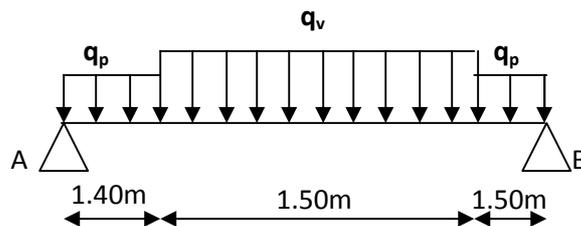


Fig III.15 : Schéma statique de l'escalier type 1

D'autre part ;

$R_A + R_B = 56.72 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 28.28 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A * x - P_{uv} * x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4; M_z = 28.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1.4 \leq x \leq 2.90 \text{ m ;}$$

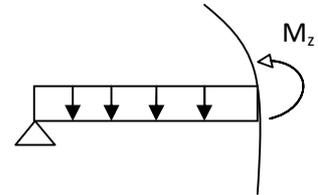
$$M_z = R_A * x - P_{uv} (x - 0.70) * 1.4 - P_{up} * (x - 1.4)^2 * 0.5$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \text{ m ; } M_z = 28.79 \text{ KN.m} \\ x = 2.90 \text{ m ; } M_z = 29.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2.0 \leq x \leq 4.10 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A * x - P_{uv} (x - 0.55) * 1.1 - P_{up} * (x - 1.85)^2 * 0.5 - P_{uv} * (x - 3.35)^2 * 0.5$$

$$\begin{cases} x = 2.60 \text{ m ; } M_z = 29.76 \text{ KN.m} \\ x = 4.10 \text{ m ; } M_z = 0.01 \text{ KN.m} \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment max en travée**

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.63 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 33.81 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0\max} = -16.90 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0\max} = 25.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant max

$$T_{\max} = 28.44 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$P_{sv} = G_v + Q = 11.62 \text{ KN/m}$$

$$P_{sp} = G_p + Q = 8.06 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 24.37 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0\max} = -9.74 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0\max} = 20.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Bras de levier $z(m)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	Section choisis $A_s(cm^2/ml)$	espacement $S_t (cm)$
appui	16.90	0.053	0.068	0.1459	3.33	5HA10=3.93	20
travée	25.35	0.079	0.103	0.1437	5.07	7HA10=5.50	20

Tab. III.20 : Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).

Armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 cm^2/ml$

Soit : $A_r = 5HA8/ml = 2.51 cm^2/ml$ $S_t = 20cm$

En appuis

$$A_r^t = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2$$

Soit $A_r^a = 5HA8/ml = 2.51 cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 cm^2$$

En travée : $A^t = 5.50 cm^2 > A_{min} = 1.81 cm^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 3.93 cm^2 > A_{min} = 1.81 cm^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{28.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.18 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures secondaires : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 5.50 = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.43 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 28.44 \times 10^{-3}}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

La fissuration est nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$R_A = 20.46 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.34 \text{ KN}$$

$$M^{\max}(x=1.63 \text{ m}) = 24.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.37 = 20.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 24.37 = -9.74 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	20.71	11.20 10 ⁻⁵	0.0405	7.491	15
Appuis	9.74	7.35 10 ⁻⁵	0.0325	4.309	15

Tab. III.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **État limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{440} = 0.0386 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est

prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$

Données de calcul

$$y = 4.21 \text{ cm}$$

$$I = 12.09.10^{-5} \text{ m}^2$$

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

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 5.50 = 1582.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1582.5} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.50 \times 15 \right) = 7.89 \text{ cm}$$

$$V_2 = 17 - 7.89 \Rightarrow V_2 = 9.109 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.89^3 + 9.109^3) + 15 \times 5.50 \times (9.109 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 51747.25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.50}{100 \times 15} = 0.00366$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00366 \times (2 + 3)} = 5.73$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.29$$

$$q_{jv} = 7.92 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 6.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 13.46 = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 11.62 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 8.06 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 20.76 = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 11.62 + 2.5 = 14.12 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 8.06 + 2.5 = 10.56 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 27.61 = 20.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 208.321 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 135.117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 277.099 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 0.28$$

$$\mu_j = 0.099$$

$$\mu_p = 0.40$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 171104 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 101622 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 81127 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 162109 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.035 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.091 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{gv} = 0.17 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.17 + 0.15 - 0.091 - 0.035$$

$$\Delta f = 0.197 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.4.2. Calcul de la volée n° 2

La volée 2 est calculée comme une console

➤ Evaluation des charges

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 9.12 + 1.5 \times 2.5 = 16062 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 11.62 \text{ KN/ml}$$

P' = poids propre du garde corps

$$P' = \gamma \cdot e \cdot H$$

$$= 20 \cdot 0,1 \cdot 1 = 2 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u' = 1,35 \cdot 2 = 2,7 \text{ KN}$$

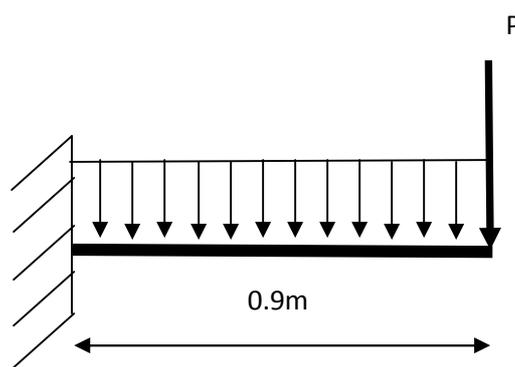


Figure.III. 16: Schéma de la volée 2

- le moment à l'encastrement

$$M_{encas} = -[2.7 \times 0.9 + 16.062 \times 0.9 \times 0.5]$$

$$= -9.657 \text{ KN.m}$$

- l'effort tranchant

$$V_u = 2.7 + 16.062 \times 0.9 = 17.15 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

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

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 12.5 \text{ cm}$;

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En appuis	9.657	0.038	0.048	0.127	2.05	1.56	5T8=2.51

Tableau. III. 22 : Ferrailage d'escalier type2.

✓ **Vérification au cisaillement.**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0,137 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (17.15 \times 10^{-3} - \frac{9.657 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.125}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > 0.45 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Calcul des armatures transversales**

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{2.51}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.627 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$

on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

➤ **Espacement des barres**

- **Armatures longitudinales :** $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ On prend : $S_l = 20 \text{ cm}$
- **Armatures transversales :** $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA

$$V_{ser} = 17.15 \text{ KN}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 5 \times 0,8 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.125 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.21 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

Avec : $M_{ser} = [2.7 \times 0.9 + 11.62 \times 0.9 \times 0.5] = 7.65 \text{ KN.m}$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

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

Après calcul on a trouvé $y = 3.30 \text{ cm}$.

le moment d'inertie est donné par la formule suivante :

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

Après calcul on a trouvé $I = 6212.82 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{7.65 \times 10^{-3} \times 0.033}{6212.82 \times 10^{-8}} = 4.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche : (BAEL 91 ; L,VI,2)**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.166 > 0.0625;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.006$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

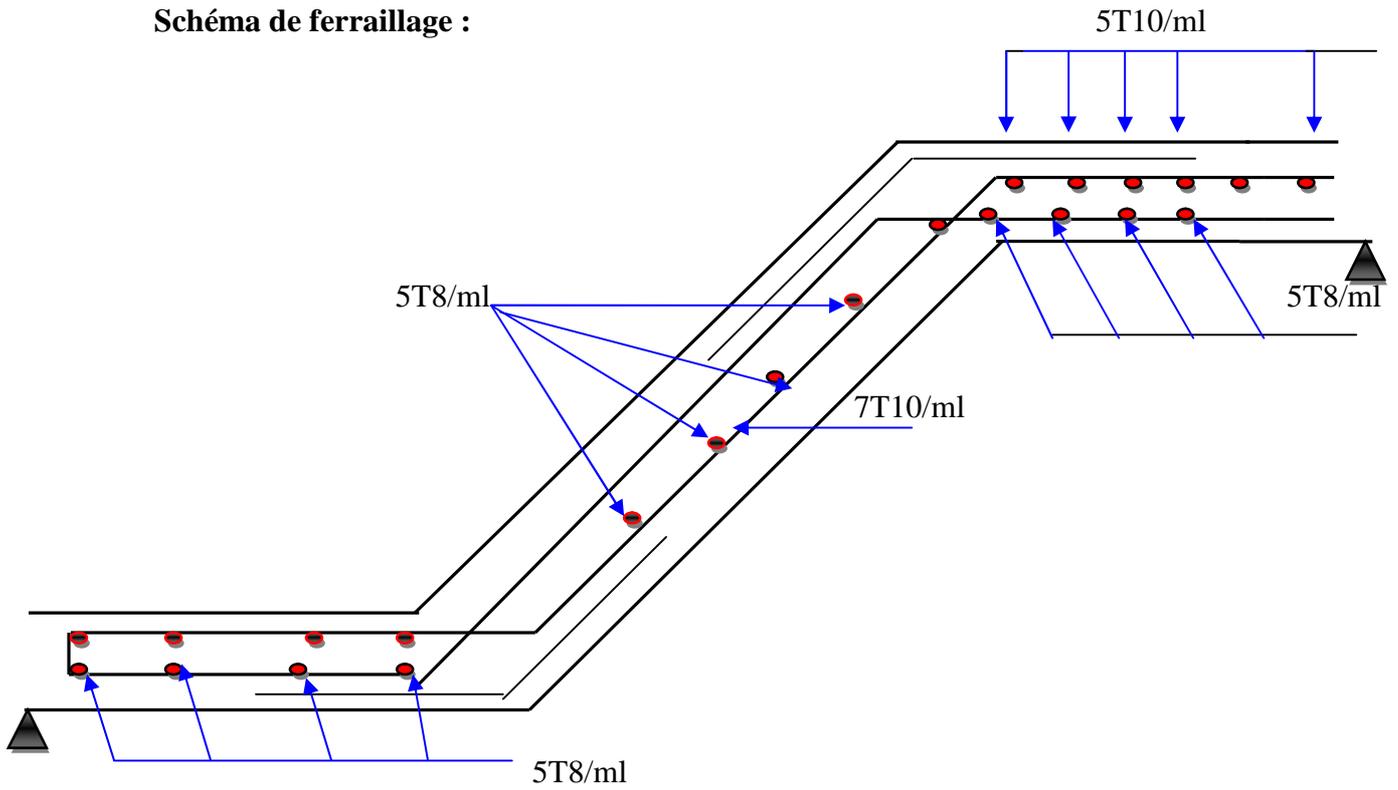


Fig III.17 : Schéma de ferrailage de la volée(1) et (3)

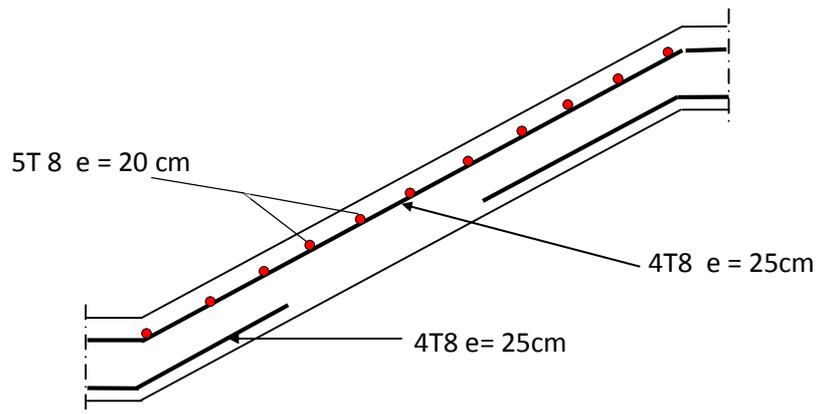


Fig . III.18 : Schéma de ferrailage de la volée(2)

III.4.3. Etude de la poutre palière :**a) Dimensionnement :**

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$25\text{cm} < h < 37\text{cm}$$

On prend :

h=35cm et b=35cm

b) Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A (volée 1)

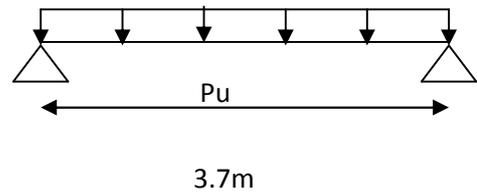
$$\text{ELU} : R_a = 28.44 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_a = 20.46 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_a$$

$$P_u = 32.57 \text{ KN/m}$$

**Figure III.19 : Schéma statique de la poutre palière**

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 55.74 \text{ KN} / m$$

$$M^t = 0.85M_0 = 47.38 \text{ KN} / m$$

$$M^a = -0.4M_0 = -22.29 \text{ KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 60.25 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	47.38	0.116	0.155	0.309	5.86
En appuis	22.29	0.055	0.070	0.320	2.66

Tab. III.23: Calcul d'armature

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 4.5 \text{ cm}^2$

d) Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M^{torsion} = M_b^a = 22.29 \text{ KN.m}$$

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.) [2].

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

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.085 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.16 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.04 \text{ cm}^2$$

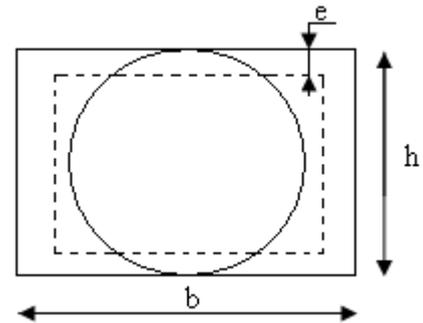


Figure III.20. Section creuse équivalente

e) Choix des armatures longitudinales :

•En travée

$$A^t = 5.86 + \frac{4.04}{2} = 7.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 1\text{HA}16 + 2\text{HA}20 = 8.29 \text{ cm}^2$$

•En appui

$$A^a = 2.66 + \frac{4.04}{2} = 4.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2\text{HA}16 + 1\text{HA}12 = 5.15 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ τ_u : contrainte de cisaillement **Art (A.5.4.2.1) [1]**

On a $V_{\max} = 60.25 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.521 \text{ Mpa}$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{22.29 \times 10^{-3}}{0.085 \times 2 \times 0.0583} = 2.25 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $St = 15 \text{ cm}$

- Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (0.521 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.178 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{22.29 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.085 \times 400} = 0.56 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.56 = 1.91 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

- En travée ($M_{ser}^t = 45.81 \text{ KN.m}$) ; $y = 10.70 \text{ cm}$; $I = 59048 \text{ cm}^4$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 8.31 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifiée

▪ État limite de déformation

➤ Vérification de la flèche

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

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

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

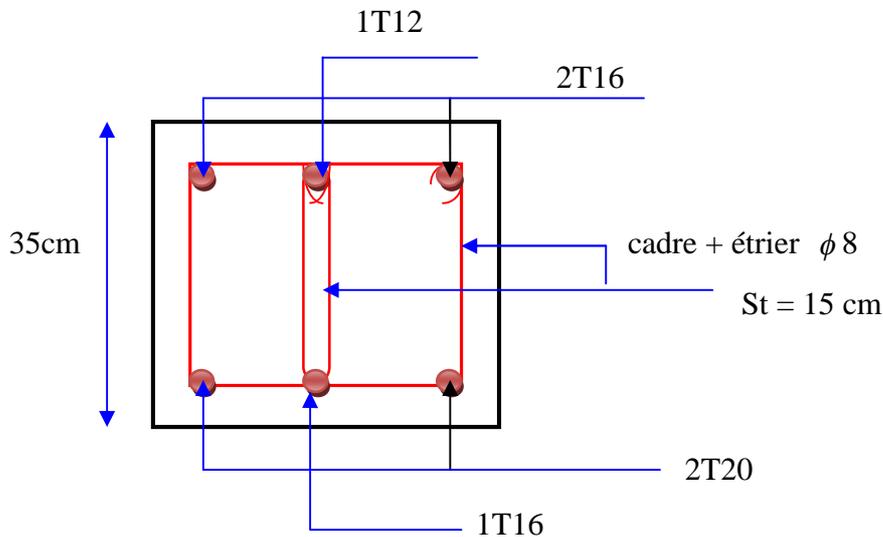


Fig III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4.4. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

Le pré- dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

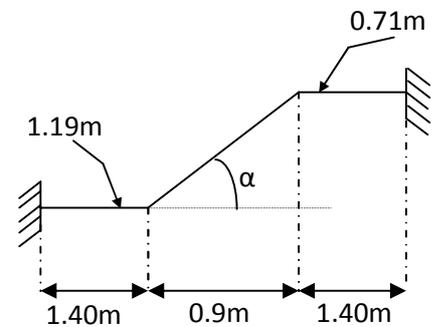


Fig . III.22 : Poutre brisée

$$L = 1.40 + \frac{0.9}{\cos \alpha} + 1.35 = 1.40 + \frac{0.90}{\cos 38.42^\circ} + 3.95 = 4.53m$$

Avec α : c'est l'inclinaison de la paillasse

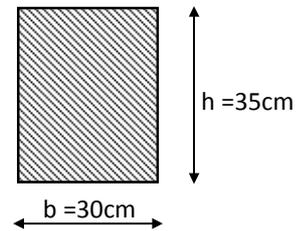
$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33cm \leq h \leq 39.50cm. \quad \text{Soit } h = 35cm.$$

Donc la section de la poutre brisée à adopter est : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification des conditions du RPA**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1}).$$



Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ **Chargement repris par la poutre brisée**

Les charges revenant à la poutre sont :

- g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

γ_b : poids volumique du béton.

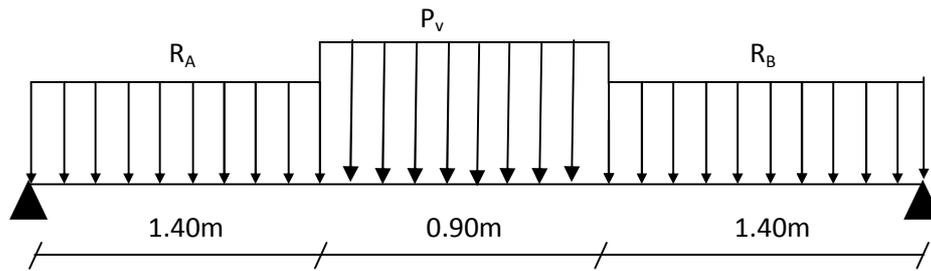
- g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = G \times H = 2.8 \times (2.61 - 1.19) = 3.97 \text{ KN/ml.}$$

G : c'est la charge permanente du mur extérieur.

H : c'est la hauteur du mur extérieur qui s'appuie sur la poutre brisée.

- Chargement transmis par la première et la troisième volée



R_A : réaction au point A de la première volée

R_B : réaction au point A de la troisième volée

P_v : Réaction de la deuxième volée

➤ **ELU**

$R_A = 28.44 \text{KN/ml}$: réaction au point A de la troisième volée.

$R_B = 28.28 \text{KN/ml}$: réaction au point B de la première volée.

$P_v = 16.062 \text{KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

➤ **ELS**

$R_A = 20.46 \text{KN/ml}$: réaction au point A de la troisième volée.

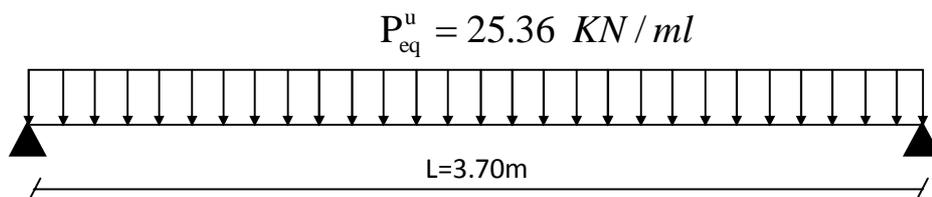
$R_B = 20.34 \text{KN/ml}$: réaction au point B de la première volée.

$P_v = 11.62 \text{KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

- Charge équivalente P_{eq} sur la poutre

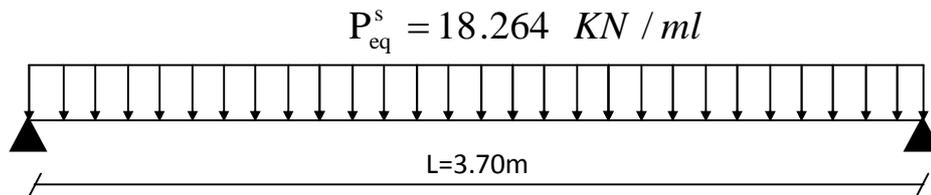
➤ **ELU**

$$P_{eq}^u = \frac{28.44 \times 1.40 + 16.062 \times 0.90 + 28.28 \times 1.40}{(1.40 + 0.90 + 1.40)} = 25.36 \text{KN / ml.}$$



➤ ELS

$$P_{eq}^s = \frac{20.46 \times 1.40 + 11.62 \times 0.90 + 20.34 \times 1.40}{(1.40 + 0.90 + 1.40)} = 18.264 \text{ KN/ml.}$$



❖ Combinaisons de charges

➤ ELU

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + P_{eq}^u = 1.35 \times (2.625 + 3.97) + 25.36 = 34.263 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$P_s = (g_0 + g_m) + P_{eq}^s = (2.625 + 3.97) + 18.264 = 24.859 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations

➤ ELU

Le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{34.263 \times 3.70^2}{8} = 58.63 \text{ KN.m}$$

○ Le moment en travée M_t est égal à :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 58.63 = 49.83 \text{ KN.m.}$$

○ Le moment aux appuis M_a est égal à :

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 58.63 = 29.31 \text{ KN.m.}$$

○ L'effort tranchant V_u est égal à :

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{34.263 \times 3.70}{2} = 63.38 \text{ KN.}$$

➤ **ELS**

- Le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{24.859 \times 3.70^2}{8} = 42.53 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée M_t est égal à :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 42.53 = 36.15 \text{ KN.m.}$$

- Le moment aux appuis M_a est égal à :

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 42.53 = 21.26 \text{ KN.m.}$$

➤ **Ferraillage de la poutre à la flexion simple**

- **En travée**

$$b = 30\text{cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 33 \text{ cm}; M_t = 49.83 \text{ KN.m.}$$

Après calcul on trouve les résultats suivants :

$$\mu_{bu} = 0.1173$$

$$\alpha = 0.1565$$

$$Z = 0.3093 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 5.049 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 5.049 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **aux appuis**

$$b = 30\text{cm}; h = 35\text{ cm}; d = 33\text{ cm}; M_t = 29.31\text{ KN.m.}$$

Après calcul on trouve les résultats suivants :

$$\mu_{bu} = 0.0552 \quad Z = 0.320\text{ m}$$

$$\alpha = 0.0710 \quad A_{cal} = 2.292\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times 2.1}{400} = 1.19\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19\text{cm}^2 < A_{cal} = 2.292\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} = 0.192\text{ MPa}$$

La Fissuration est nuisible donc :

$$\tau_{adm} = \min(0.10 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.192\text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5\text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (5.049 + 2.292)\text{cm}^2 = 7.341\text{cm}^2.$$

$$A_l = 7.341\text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 63.38 \times 10^{-3} / 400 = 1.82\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

✓ $M_{t,ser} = 36.15 \text{ KN.m}$; $M_{a,ser} = 21.26 \text{ KN.m}$.

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	21.26	27224	7.72	5.23	15	Vérifiée
Travées	36.15	41700	9.66	9.07	15	Vérifiée

Tab. III.24 : Vérification des contraintes dans le béton

✓ **Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

• $\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

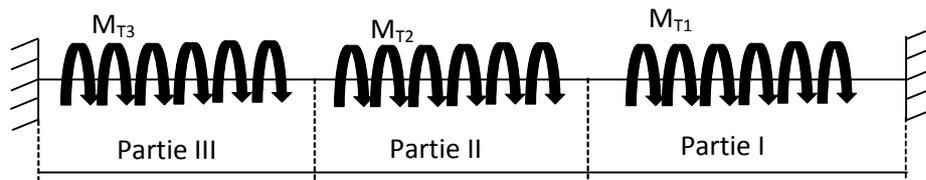
• $\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0.094 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{36.15}{10 \times 42.53} = 0.084 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- $\frac{A}{b \times d} = \frac{5.049}{30 \times 33} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **vérification à la torsion**

La poutre est soumise à trois moments de torsion voir figure ci-après:



- ✓ Partie I : Il est égal au moment à l'appui B de la première volée ($M_{T1} = 16.90 \text{KN.m}$).
- ✓ Partie II : Il est égal au moment engendré par la deuxième volée ($M_{T2} = 0.58 \text{KN.m}$).
- ✓ Partie III : Il est égal au moment à l'appui A de la troisième volée ($M_{T3} = 16.90 \text{KN.m}$).

Le moment de torsion maximum est $M_{T1} = 16.90 \text{ KN.m}$

- **Contrainte de cisaillement due à la torsion**

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (**BAEL article 3.2**).

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_T = \frac{M_{T1}}{2 \times \Omega \times e} \text{ Tel que :}$$

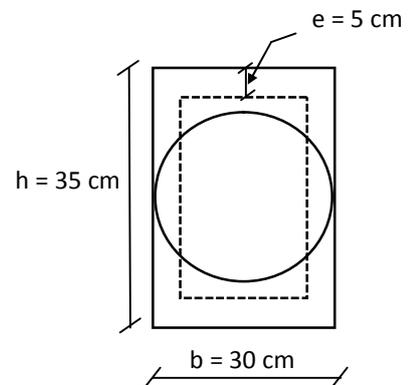


Fig . III.23 : Section creuse équivalente

$$e = \frac{\phi}{6}; \quad \phi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}.$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

Avec Ω : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\tau_T = \frac{16.90 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.70 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{2.70^2 + 0.192^2} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$\tau = 2.25 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

o **Armatures longitudinale en torsion**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec:}$$

μ : C'est le périmètre de la surface Ω .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{16.90 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1.15}{2 \times 400 \times 750 \times 10^{-4}} = 3.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_l = 3.56 \text{ cm}^2$$

o **Armatures transversales**

- **En torsion**

$$\checkmark \frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{Avec :}$$

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement $t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$\checkmark A_{\text{torsion}} = \frac{16.90 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 7.50 \times 10^{-4}} = 0.64 \text{ cm}^2.$$

✓ **A la flexion simple**

Soit un espacement $t = 20 \text{ cm}$

$$\checkmark t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,40 ; 40) \text{ cm} = 29,70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$\checkmark A_{\text{flexion}} = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

❖ **Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée**

➤ **Armatures transversales**

$$\checkmark A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0.64 + 0.60 = 1.24 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark \text{l'espacement } t = 20 \text{ cm}$$

✓

➤ **Armatures longitudinales**

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

$$\checkmark \mathbf{3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{Aux appuis.}$$

$$\checkmark \mathbf{3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{En travée}$$

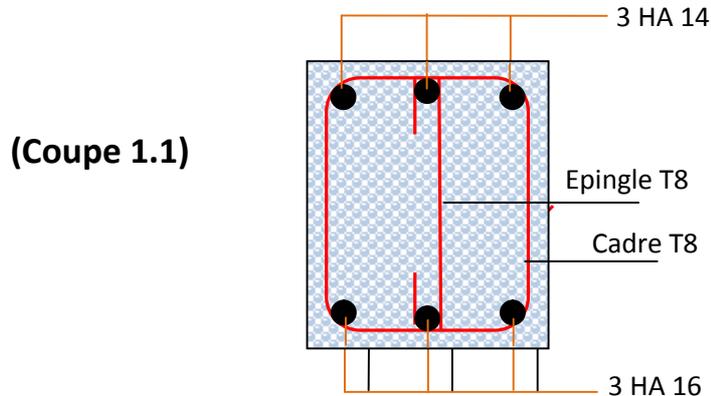


Fig . III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5: Étude de l'ascenseur :

Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Étude de la dalle pleine de locale des machines :

Le poids de la machine :

$$G_1 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 51.72 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 5.88 + 51.72 = 57.60 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge est $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Dans l'étude on envisagera deux cas :

III.5.1 : Cas des Charges uniformément répartis :

A ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 57.60 + 1.5 \times 1 = 79.26 \text{ KN/m}^2$$

A ELS :

$$q_s = G + Q = 57.60 + 1 = 58.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.63}{1.72} = 0.947 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \text{A l'ELU : } \nu = 0 \text{ et } \rho = 0.94 \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0419 \times 79.26 \times 1.63^2 = 8.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 8.82 \times 0.8661 = 7.63 \text{ KN.m}$$

– Moment en travée:

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.82 = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_y = 0.85 * 7.63 = 6.49 \text{ KN.m}$$

– Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.82 = 2.64 \text{ KN.m}$$

III.5.1.1 : Ferrailage :

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8}, z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha), A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad b = 1 \text{ m, } d = 0.18 \text{ m} .$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	z	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sens xx	Travée	7.5	0.0163	0.0205	0.1784	1.207	4HA8=2.01
	appuis	2.64	0.00576	0.0072	0.179	0.424	4HA8=2.01
Sens yy	Travée	6.49	0.0141	0.0178	0.178	1.044	4HA8=2.01
	appuis	2.64	0.00576	0.0072	0.179	0.424	4HA8=2.01

Tab. III.25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

➤ **Vérification a l'ELU :**

a) Vérification de condition de non fragilité :

b) Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 20\text{cm}; b = 100\text{cm}, \rho = 0.94$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.64\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc on adoptera $A=4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Diamètre maximal des barres :

on doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{Art(A.7.2.1,p87) [1]}$$

(h= e = 20 cm)

$\phi_{\max} = 8 \text{ mm}$ donc la condition est vérifiée

c) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$.

$$\alpha > 0.4 \Rightarrow T_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{79.26 \times 1.63}{3} = 43.06 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{2 \times (1 + \rho / 2)} = \frac{79.26 \times 1.63}{2 \times (1 + 0.94 / 2)} = 28.38\text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{43.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.239 \text{ Mpa} \leq \tau_{\max} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Sens x-x	43.06	0.239	2.5	vérifiée
Sens y-y	28.38	0.157	2.5	vérifiée

Tab. III.26 : Vérification de l'effort tranchant

- Calcul des espacements

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

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

➤ Calcul à l'ELS :

$$q_s = 58.60 \text{KN/m}^2 \quad \text{on a } \nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.94 \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0491 \times 58.60 \times 1.63^2 = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9087 \times 7.64 = 6.94 \text{ KN.m}$$

– Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.64 = 6.497 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_y = 0.85 * 6.94 = 5.904 \text{ KN.m}$$

– Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 7.64 = 2.29 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

Sens xx :

➤ En travée : $M_{tx} = 6.497 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.00 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.768 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.49 \times 10^{-3}}{0.768 \times 10^{-4}} \times 3,00 \times 10^{-2} = 2.535 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ En appui :

$$M_a = 2.29 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 3.00 \times 10^{-2} \text{ m} \quad , \quad I = 0.768 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.894 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 * \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

• En travée :

$$\sigma_s (= 190.12 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 240 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• En appui :

$$\sigma_s (= 67.05 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 240 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ;

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)(\text{BAEL 91}).$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab. III.27 : Vérification de la flèche

III.5.2 : cas des charges centrées :

La charge q qui s'applique sur la dalle et sur une surface de dimensions (a₀, b₀) agit sur une aire de (u.v).

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad ; \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad \dots\dots\dots(\text{Article IV.3}) [1]$$

Avec M_1 et M_2 : coefficient de **PIGEAUD** ν : coefficient de Poisson

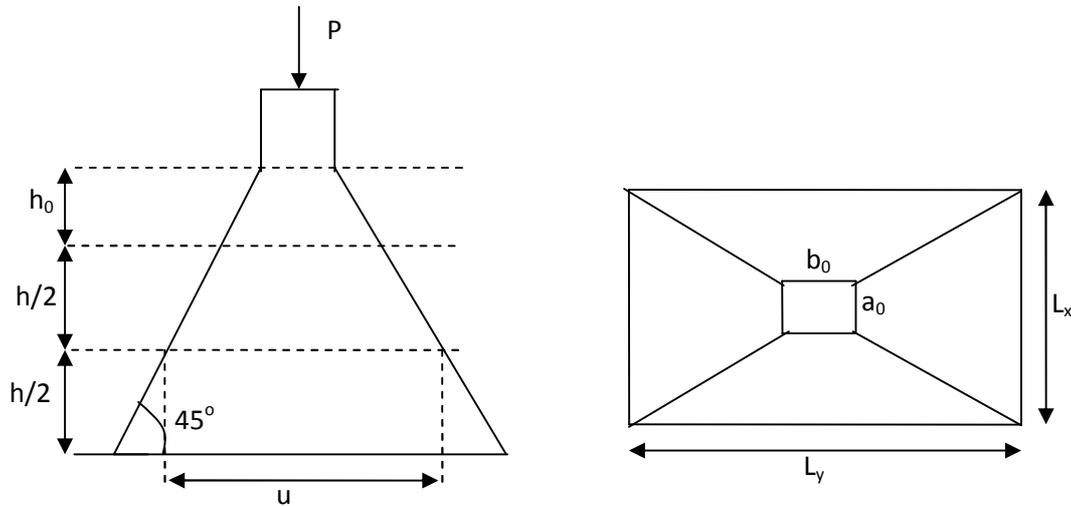


Fig. III.25 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

a_0, u : dimension parallèle au sens $x-x'$

b_0, v : dimension parallèle au sens $y-y'$

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$(a_0 \times b_0) = (120 \times 120) \text{ cm}^2$ (surface du chargement de la charge concentrée)

$$u = 120 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 148 \text{ cm}$$

$$v = 120 + 20 + 2 \times 4 = 148 \text{ cm}$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{148}{163} = 0.90 \quad \text{et} \quad \frac{v}{l_y} = \frac{148}{173} = 0.86$$

D'après la table de **PIGEAUD** (l'annexe 3) on a : $M_1=0.051$ et $M_2=0.038$.

III.5.2.1 : Calcul des sollicitations :

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35G = 1.35 \times (72.3) = 97.60 \text{ KN}$$

– Moments du système de levage :

$$M_{x1} = M_1 + 0 * M_2 = 0.051 \times 97.60 = 4.97 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = M_2 + 0 * M_1 = 0.038 \times 97.60 = 3.70 \text{ KNm}$$

– Moments dues aux poids propres de la dalle :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 \times (72.3) + 1.5 \times 1 = 99.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0419 \times 99.10 \times 1.63^2 = 11.033 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8667 \times 11.033 = 9.55 \text{ KN.m}$$

– Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.97 + 11.033 = 16.00 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.70 + 9.55 = 13.25 \text{ KNm.}$$

– Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 16.00 = 13.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 13.25 = 11.26 \text{ KN.m}$$

– Moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 16.00 = 4.80 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2: Ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8}, z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha), A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad b = 1 \text{ m}, d = 0.18 \text{ m.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Sens xx	travée	16.00	0.0296	0.0376	0.177	2.205	3HA10=2.36
	appuis	4.80	0.0104	0.0131	0.179	0.770	2HA8=1.01
Sens yy	travée	13.25	0.0245	0.0310	0.177	1.82	3HA10=2.36
	appuis	4.80	0.0104	0.0131	0.179	0.770	2HA8=1.01

Tab. III.28 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

- Vérification à l'ELU:
- Vérification de condition de non fragilité :
- Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 20\text{cm}; b = 100\text{cm}, \rho = 0.94$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.64\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On a $A_{appui} < A_{min}$ donc on ferraille avec A_{min}

On prend $A_{appui} = 3.14 \text{ cm}^2$ et on adopte 4HA10 .

b) Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} \dots\dots\dots \text{Art (A.7.2.1, p87) [1].}$$

(h= e = 20 cm)

$\phi_{max} = 8 \text{ mm}$ donc la condition est vérifiée

c) espacement :

suitant x-x : $S_x = 25 \text{ cm} < S_{\max} = \min(3h_0; 33 \text{ cm})$

suitant y-y : $S_y = 25 \text{ cm} < S_{\max} = \min(4h_0; 45 \text{ cm})$

III.5.2.3: Calcul à l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9081 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

– Moments du système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 72.3 \times (0.051 + 0.2 \times 0.038) = 4.23 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 72.3 \times (0.038 + 0.2 \times 0.051) = 3.48 \text{ KNm}$$

– Moments dûs aux poids propres de la dalle :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9081 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_{x2} = \mu_x q_{ser} L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0491 \times 6.88 \times 1.63^2 = 0.897 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.9081 \times 0.897 = 0.815 \text{ KN.m}$$

– Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.23 + 0.897 = 5.12 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.48 + 0.815 = 4.29 \text{ KNm.}$$

– Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.12 = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.29 = 3.64 \text{ KN.m}$$

– Moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 5.12 = 1.53 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

Sens xx :

➤ **En travée :** $M_{tx} = 4.35 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.23 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.884 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.35 \times 10^{-3}}{0.884 \times 10^{-4}} \times 3.23 \times 10^{-2} = 1.589 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **En appui :**

$$M_a = 1.53 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 3.23 \times 10^{-2} \text{ m} \quad , \quad I = 0.884 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.560 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

- **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 * \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$\sigma_s (= 109.00MPa) < \bar{\sigma}_s (= 240MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- En appui :

$$\sigma_s (= 67.05MPa) < \bar{\sigma}_s (= 240MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)(\text{BAEL 91}).$$

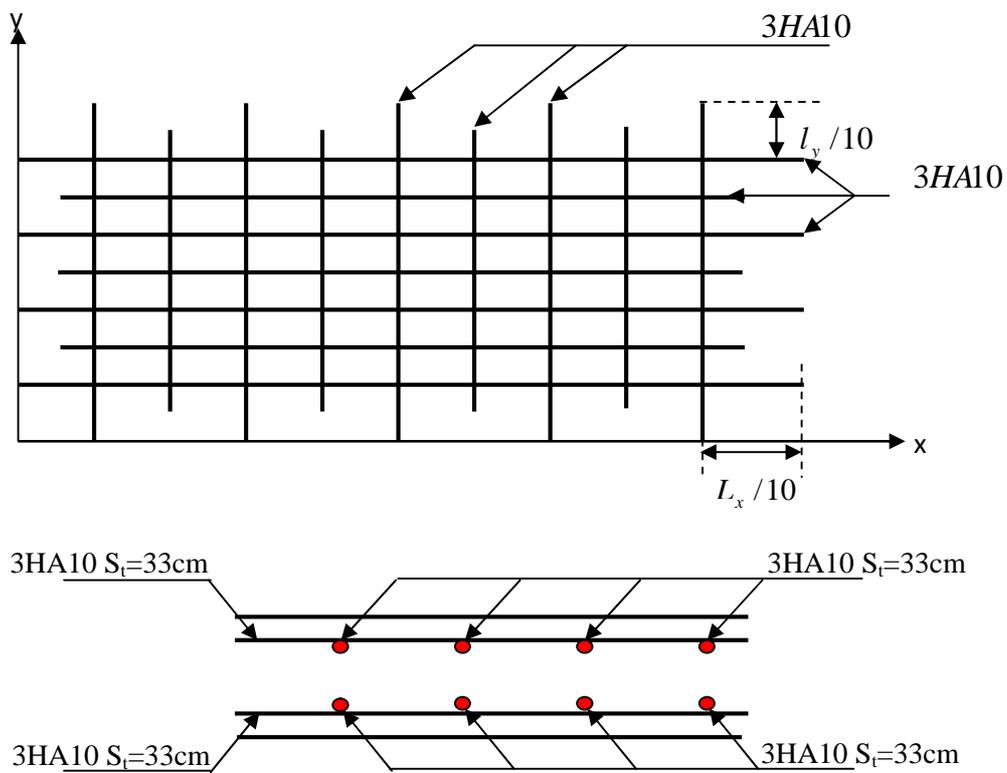
$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab. III.29 : Vérification de la flèche

le schéma de ferrailage est montré sur la figure suivante :



Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

Figure. III.26 : Schéma de ferrailage de la dalle de la salle de machine.

Etude dynamique

Chapitre IV

IV.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de l'énormité des pertes causées par le séisme, l'étude du comportement de la construction sous l'action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique et politique.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le **SAP2000.V.14** qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2. Méthodes de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, le **RPA99** propose deux méthodes:

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Pour appliquer cette méthode, qui consiste à considérer que la structure est soumise à un effort (V) à la base, le règlement parasismique algérien exige de la structure qu'elle remplisse certaines conditions (**RPA99-ART4.1.2**).

IV.2.1. 1.Vérification des conditions :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

IV.2.1. 2. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) page 28 du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte voile/portique avec interaction $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots \text{RPA (Formule 4-4).}$

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

“ Critère q ”	Observé e	P _q /x x	Observé e	P _q /y y
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	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_1^{13} W_i \quad , \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

- $\beta = 0.2$ \longrightarrow Usage d'habitation
- $\beta = 0.3$ \longrightarrow Usage commercial

$$\Rightarrow W = 42545.568 \text{ KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

– T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 ;
d'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3) $\rightarrow T_2 = 0.5s$.

– η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3).}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Construction auto stable $\rightarrow \zeta = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \zeta = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\zeta = 8.5\%$.

D'où : $\eta = 0.82 > 0.7$ vérifiée.

o **Estimation de la période fondamentale (T) :** (Art 4.2.4 RPA99).

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

$$T = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6).}$$

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

$$h_n = 28.56m$$

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

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (28.56)^{3/4} = 0.6177 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7).}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.02 \text{ m}$$

$$L_y = 15.55 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.503 \text{ s} \quad \text{d'ou } T_x = \min(T_x, T) = 0.503 \text{ s} \\ T_y = 0.651 \text{ s} \quad \text{d'ou } T_y = \min(T_y, T) = 0.6177 \text{ s} \end{array} \right.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) et (2) :

$$T = \min(T_x, T_y, T) = 0.503 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.503} \right)^{2/3} = 2.041$$

$$D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.617} \right)^{2/3} = 1.782$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.041 \times 1.2}{5} \times 42545.568 = 3126.078 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.782 \times 1.2}{5} \times 42545.568 = 2729.383 \text{ KN}$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques :

IV.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- **principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13).}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

• les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV-2-2. 2. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes, de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV-3.Choix du modèle de calcul :

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel SAP2000.

Le modèle adopté est encastéré à la base et il comporte 8 niveaux et un RDC et un s/sol.

Le modèle ne comporte que les éléments résistants (poteaux, poutres et voiles). Les planchers, les escaliers et le reste des éléments sont introduits comme un chargement. La théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

Le calcul se fait en deux étapes successives :

a. Première étape.

Ce modèle est constitué par :

- ✓ Des éléments de barres verticaux modélisant les poteaux et les voiles.
- ✓ Des éléments de coques modélisant les différents planchers et terrasses ; le maillage utilisé est petit (maille d'environ 1.00 m*1.00 m) car le but de ces éléments est d'obtenir les efforts locaux dans les planchers et de modéliser la raideur horizontale des planchers de manière à transmettre correctement les efforts horizontaux aux différents éléments verticaux.
- ✓ Des éléments de barres horizontaux modélisant les différentes poutres des planchers (poutres intérieures et poutres de rive).

b. Seconde étape

Les cas de charges sismiques statiques déduites de l'analyse dynamique sont ensuite appliqués (ainsi que les cas de charges statiques classiques tels que poids propre, équipements, charges d'exploitation...) à un modèle 3D et de l'ensemble du radier modélisé par des éléments coques.

L'interaction sol-structure est modélisée par des appuis élastiques répartis sur tout le radier.

Les sorties graphiques SAP permettent une bonne visualisation du modèle.

Elles nous permettent d'avoir :

- ✓ Des vues en perspective de l'ensemble des éléments verticaux poteaux et voiles pour les différentes façades internes, comme on peut avoir des vues en plan de l'ensemble de ses éléments verticaux. Les éléments de barres sont dessinés en représentation volumique pour permettre de vérifier leurs bonnes orientations.
- ✓ Les mêmes vues pour les poteaux intérieurs.
- ✓ Les mêmes vues des éléments verticaux avec représentation filaire et numérotation des éléments.
- ✓ Vues en plan, niveau par niveau, des éléments de coques modélisant les planchers. Ces éléments de coque sont systématiquement connectés à tous les éléments

verticaux, voiles et poteaux, de manière à leur transmettre les efforts horizontaux sous séisme en fonction de leur raideur et de la distribution des masses.

- ✓ Les perspectives volumiques de l'ensemble des planchers, représentés bloc par bloc pour plus de lisibilité.
- ✓ Les vues en plan, niveau par niveau, des éléments de barres modélisant les différentes poutres des planchers, en représentation filaire avec leur numérotation.
- ✓ Les perspectives volumiques de l'ensemble de poutres, représentées pour plus de lisibilité.

IV.4. Analyse dynamique :

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel **Sap 2000** à été menée.

IV.4.1. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

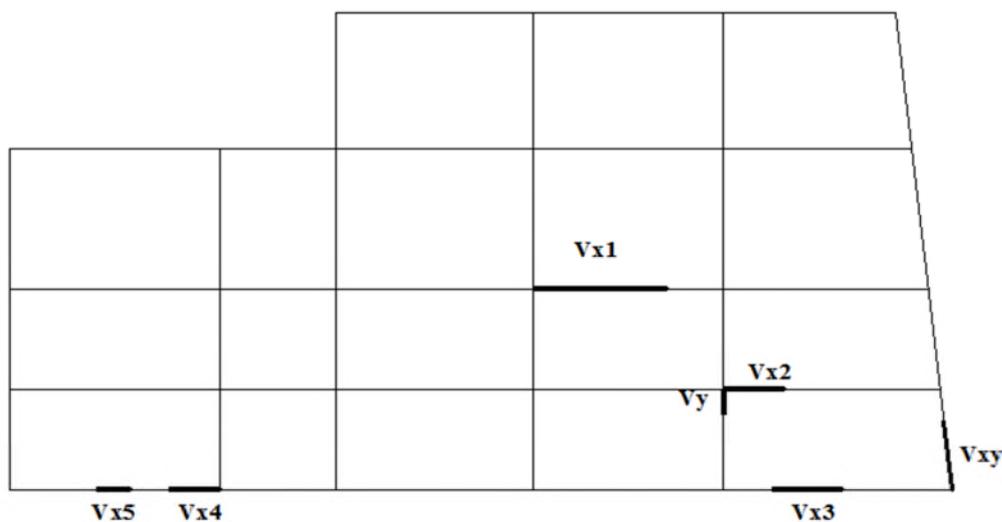


Fig IV.1 : Disposition des voiles

IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14 :

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment.

La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Il est indispensable de déterminer le nombre de modes propres de vibration nécessaire pour l'analyse dynamique de la structure en effet le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90% (RPA99).

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,802992	0,00156	0,77069	0,00003462	0,00156	0,77069	0,00003462
2	0,73699	0,02038	0,00308	0,00001505	0,02194	0,77377	0,00004967
3	0,629988	0,72105	0,00114	0,000009119	0,74299	0,77491	0,00005879
4	0,353659	0,00035	2,971E-07	0,000000195	0,74334	0,77491	0,00005899
5	0,353615	0,00006636	2,886E-10	5,074E-09	0,74341	0,77491	0,00005899
6	0,353613	0,00004388	6,275E-10	2,142E-09	0,74345	0,77491	0,000059
7	0,353573	5,839E-07	4,279E-08	2,716E-07	0,74345	0,77491	0,00005927
8	0,353486	0,00011	1,019E-07	3,476E-08	0,74356	0,77491	0,0000593
9	0,353456	0,00002909	6,498E-10	2,874E-10	0,74359	0,77491	0,0000593
10	0,353245	0,0000281	5,871E-08	0,000002044	0,74362	0,77491	0,00006135
11	0,351638	0,00002649	1,801E-09	0,00082	0,74365	0,77491	0,00088
12	0,346193	0,00005403	2,887E-07	0,00085	0,7437	0,77491	0,00173
13	0,345825	0,0000962	0,000001599	0,00121	0,7438	0,77491	0,00294
14	0,345494	0,00001083	1,537E-07	0,00019	0,74381	0,77491	0,00312
15	0,345246	0,0000224	6,304E-07	0,0003	0,74383	0,77491	0,00343
16	0,3451	0,00002727	0,000000259	0,00056	0,74386	0,77491	0,00399
17	0,344886	0,00001206	3,948E-07	0,00016	0,74387	0,77491	0,00415
18	0,344736	0,0000104	0,000001841	0,00114	0,74388	0,77491	0,00529
19	0,277745	2,792E-08	0,11604	0,00009377	0,74388	0,89096	0,00538
20	0,246371	0,00637	0,00666	0,00003783	0,75025	0,89762	0,00542
21	0,195804	0,1325	0,00028	0,000002454	0,88275	0,8979	0,00542
22	0,159747	0,00024	0,03419	0,00003915	0,88299	0,93209	0,00546
23	0,138257	0,000007782	0,00002319	0,0008	0,883	0,93211	0,00627
24	0,137777	0,000001484	0,00068	0,00353	0,883	0,93279	0,00979
25	0,134233	0,000002736	0,00002612	0,00839	0,88301	0,93282	0,01818
26	0,132894	0,000007125	0,00014	0,00041	0,88301	0,93296	0,0186
27	0,132227	0,00009134	0,00054	0,00014	0,8831	0,9335	0,01873

28	0,13188	0,00044	0,00178	0,00011	0,88354	0,93529	0,01884
29	0,13159	0,00003519	0,000005666	0,00015	0,88358	0,93529	0,01899
30	0,131096	0,00242	0,00592	0,00056	0,886	0,94121	0,01955
31	0,118781	0,00044	0,00035	0,00125	0,88644	0,94156	0,02081
32	0,112739	0,00001233	0,0005	0,00006698	0,88645	0,94205	0,02087
33	0,110263	0,000001986	0,01413	0,00194	0,88645	0,95618	0,02282
34	0,103233	0,00009716	0,00038	0,04665	0,88655	0,95656	0,06946
35	0,099738	0,04804	0,00025	0,00024	0,9346	0,9568	0,0697

Tab IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

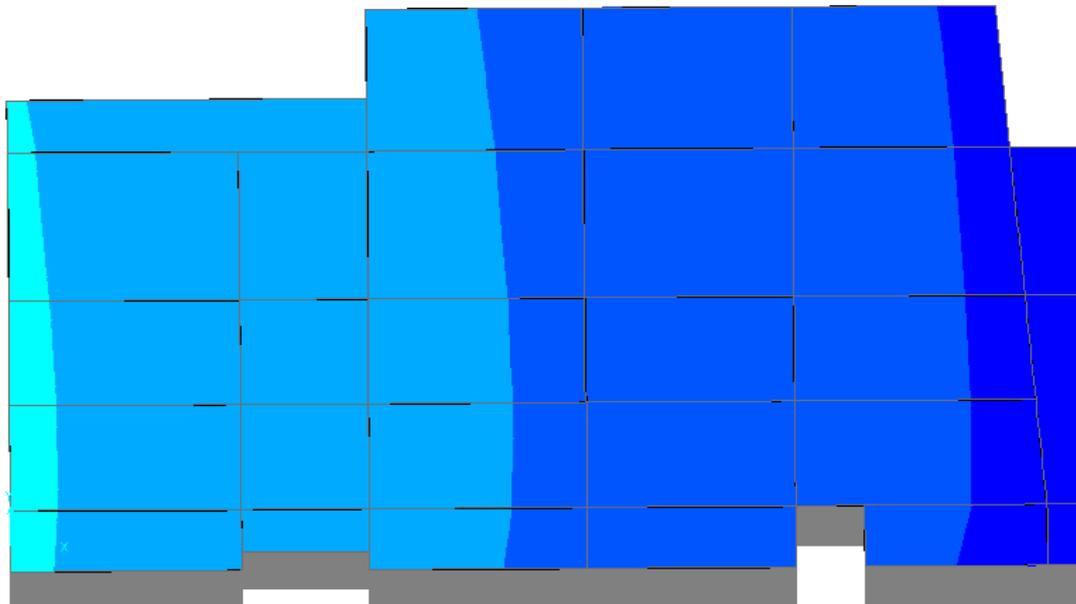


Fig IV.2 : Mode 1(translation selon y). $T_y=0.802992s$

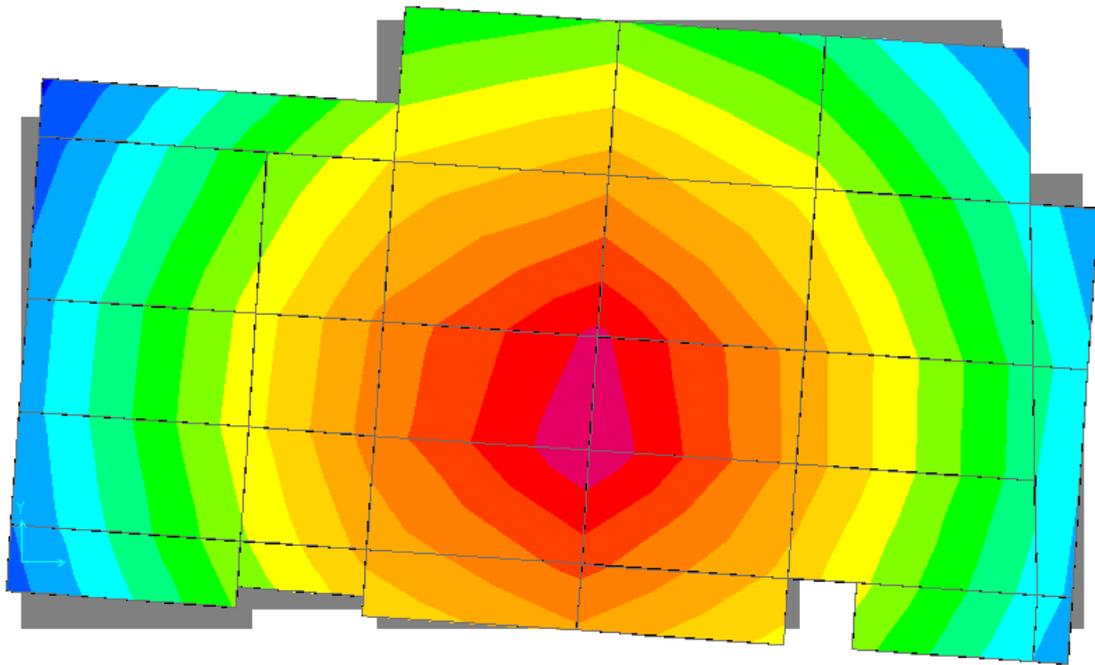


Fig IV.3 : Mode 2(torsion). $T=0.73699s$

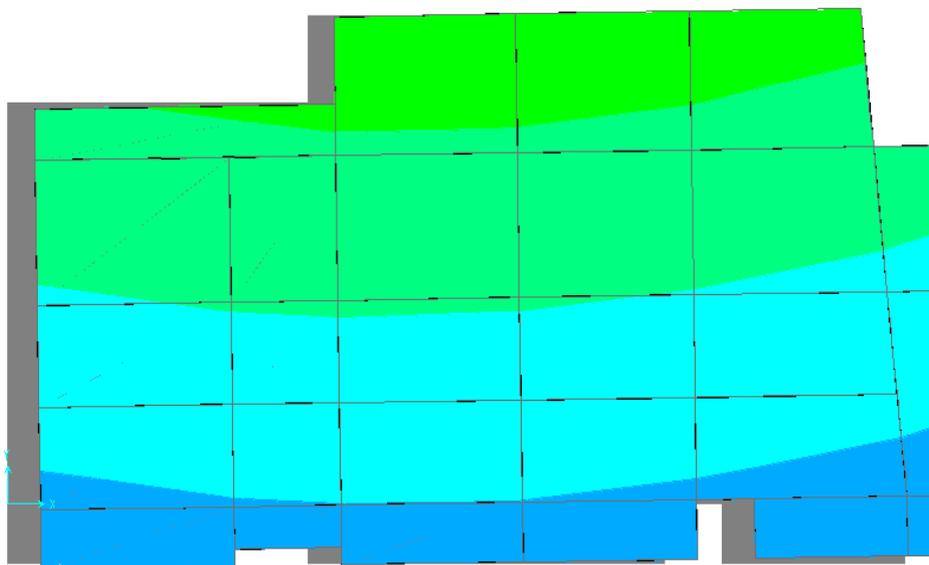


Fig IV.4 : Mode 3(translation selon x). $T_x=0.629988s$

▪ Analyse des résultats

Ces résultats montrent la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y (fig IV.2).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorés de 30 %

$$(T_x = 0.629 \text{ s} \leq T_{sx} = 1.3 \times 0.503 = 0.653 \text{ s}; \quad T_y = 0.802 \text{ s} \leq T_{sy} = 1.3 \times 0.6177 = 0.803 \text{ s}).$$

➤ Justification de l'interaction voiles portiques

• Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
Sous sol				
RDC	39975,133	8217,196	82,94	17,05
1^{er} étage	32265,934	7357,789	77,44	22,55
2^{ème} étage	29216,175	6456,553	81,90	18,09
3^{ème} étage	25347,162	5762,99	81,10	18,52
4^{ème} étage	20998,89	4891,189	81,10	18,89
5^{ème} étage	16609,831	4047,888	80,40	19,59
6^{ème} étage	12569,254	2985,041	80,80	19,19
7^{ème} étage	8379,041	2092,228	80,01	19,98
8^{ème} étage	4387,114	1019,522	81,14	18,85

Tab IV. 2 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

▪ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf le 1^{er} étage.

• **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%) Voile (%)		Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%) Voile (%)	
RDC	524.7	1174.903	30,87	69,12	1128.69	391,975	74,22	25,77
1^{er} étage	714.504	1040.634	40,70	59,29	1291.168	183,034	87,58	12,41
2^{ème} étage	920.876	833.216	52,49	47,50	1254.59	130,739	90,56	9,43
3^{ème} étage	736.639	795.329	48,084	51,91	1113.897	157,549	87,60	12,39
4^{ème} étage	748.882	623.515	54,56	45,43	1049.534	90,276	92,079	7,92
5^{ème} étage	585.296	597.876	49,46	50,53	834.576	141,243	85,52	14,47
6^{ème} étage	565.008	401.26	58,47	41,52	755.844	39,022	95,09	4,90
7^{ème} étage	379.377	326.796	53,72	46,27	520.128	58,364	89,91	10,08
8^{ème} étage	368.197	73.223	83,41	16,58	394.239	45,976	89,55	10,44

Tab IV. 3 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portiques-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages sauf l'étage 1 et 6.

➤ **justification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99 (Article 7.1.3.3).**

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

Niveau	N(KN)	A (m ²)	V	Observation
RDC	2627,379	4225	0,2487	vérifiée
1 et 2 étage	2283,993	3600	0,2537	vérifiée
3 et 4 étages	1632,55	3025	0,2158	vérifiée
5 et 6 étages	1054,814	2500	0,1687	vérifiée
7 et 8 étages	523,782	2025	0,1034	vérifiée

Tab IV. 4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

➤ justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par l'RPA (Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R=5).

Niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Niveau 1	0,0028	0	0,0028	0,00068627	Vérifiée
Niveau 2	0,0064	0,0028	0,0036	0,00117647	Vérifiée
Niveau 3	0,0108	0,0064	0,0044	0,00143791	Vérifiée
Niveau 4	0,0156	0,0108	0,0048	0,00156863	Vérifiée
Niveau 5	0,0204	0,0156	0,0048	0,00156863	Vérifiée
Niveau 6	0,0248	0,0204	0,0044	0,00143791	Vérifiée
Niveau 7	0,0292	0,0248	0,0044	0,00143791	Vérifiée
Niveau 8	0,0328	0,0292	0,0036	0,00117647	Vérifiée
Niveau 9	0,036	0,0328	0,0032	0,00104575	Vérifiée

Tab IV.5: Vérification des déplacements selon x.

Niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Niveau 1	0,0044	0	0,0044	0,00107843	Vérifiée
Niveau 2	0,0096	0,0044	0,0052	0,00169935	Vérifiée
Niveau 3	0,0152	0,0096	0,0056	0,00183007	Vérifiée
Niveau 4	0,0212	0,0152	0,006	0,00196078	Vérifiée
Niveau 5	0,0268	0,0212	0,0056	0,00183007	Vérifiée
Niveau 6	0,032	0,0268	0,0052	0,00169935	Vérifiée
Niveau 7	0,0372	0,032	0,0052	0,00169935	Vérifiée
Niveau 8	0,0412	0,0372	0,004	0,00130719	Vérifiée
Niveau 9	0,0448	0,0412	0,0036	0,00117647	Vérifiée

Tab IV.7 : Vérification des déplacements selon y

■ 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.

$$Sens(x) : \Delta_{k \max} = 0.48cm < 1\% \times h_e = 4.08cm$$

$$Sens(y) : \Delta_{k \max} = 0.6cm < 1\% \times h_e = 4.08cm$$

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant
 - les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
 - Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.
- Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Niveau1	4.08	34913.097	0.28	1699.603	0.014	0.44	1520.671	0.024
Niveau2	3.06	31463.938	0.36	1755.138	0.021	0.52	1474.202	0.036
Niveau3	3.06	2745.4683	0.44	1754.092	0.022	0.56	1385.329	0.036
Niveau4	3.06	22880.103	0.48	1531.968	0.023	0.6	1271.44	0.035
Niveau5	3.06	18293.22	0.48	1372.397	0.020	0.56	1271.446	0.029
Niveau6	3.06	13835.096	0.44	1183.172	0.016	0.52	975.819	0.024
Niveau7	3.06	9396.831	0.44	966.268	0.013	0.52	794.866	0.02
Niveau8	3.06	4984.151	0.36	706.175	0.008	0.4	578.492	0.011
Niveau9	3.06	/	0.32	441.42	/	0.36	440.215	/

Tab IV. 8 : Vérification a L'effet P- Δ

▪ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

➤ justification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)
Sens xx	3126.078	2500.86	1842.543
Sens yy	2729.383	2183.506	1640.67

Tab IV. 9 : Vérification de la résultante des forces

Analyse des résultats :

On voit bien que $\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} < 0,8$, dans les deux sens alors il faudra augmenter tous les paramètres

de la réponse (forces, déplacements, moments,...) en les multipliant par le rapport :

$$0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dyn}} = 1.35 \dots\dots\dots \text{sens x}$$

$$0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dyn}} = 1.33 \dots\dots\dots \text{sens y}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Etude des
éléments
structuraux

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :**V.1.1 Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

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

V.1.2.2. Ferrailage :**a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, 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). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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

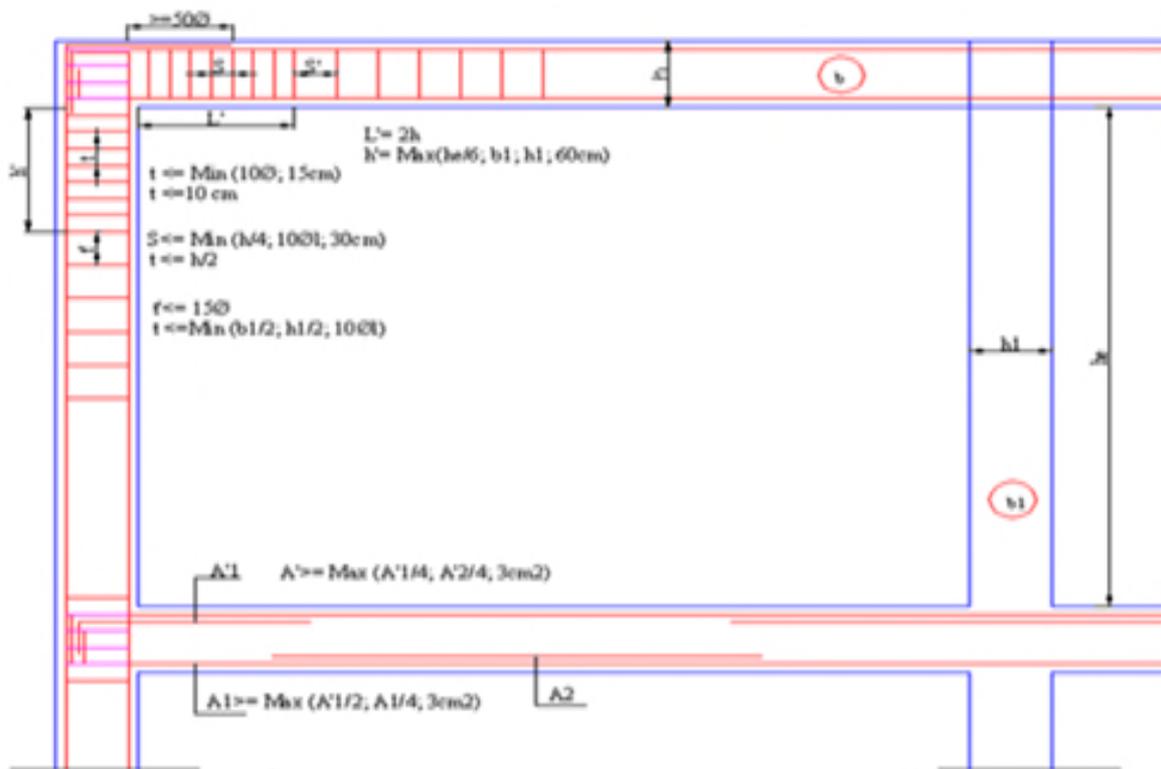


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×50) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 110.72 \text{ KN.m} \dots (G+Q+Ex) \\ M_a = 161.47 \text{ KN.m} \dots (G+Q+Ex) \end{cases}$$

$V_{dyn} < 0.8V_{st}$ donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse avec un rapport

$$0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.35 \quad \begin{cases} M_t = 110.72 \times 1.35 = 149.47 \text{ KN.m} \\ M_a = 161.47 \times 1.35 = 217.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{149.47 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.47^2 \times 18.48} = 0.122$$

$$\mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \text{ — pivot A} \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.163 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.439m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = 8.51 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.177 \quad \alpha = 0.245 \quad Z=0.423 \text{ m} \quad A_a=12.88\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localis	M KN.m	A calcul (cm ²)	A _{min} cm ²	A _{adopt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous – sol, RDC	Poutre principale	30×50	Appuis	160.0	9.66	7.5	10.65	3T16+3T14
			Travée	149.4	6.38		9.42	3T16+3T12
	Poutre secondaire	30×50	Appuis	120.7	7.12	7.5	8.01	3T14+3T12
			Travée	91.82	5.34		5.75	3T14+1T12
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	Poutre principale	30×50	Appuis	148.3	8.89	7.5	9.24	6T14
			Travée	74.19	4.27		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×50	Appuis	101.5	5.93	7.5	6.88	3T14+2T12
			Travée	91.55	5.32		5.75	3T14+1T12
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	Poutre principale	30×50	Appuis	157.5	9.49	7.5	10.37	6T14+1T12
			Travée	80.07	4.62		5.75	3T14+1T12
	Poutre secondaire	30×50	Appuis	111.4	6.55	7.5	6.88	3T14+2T12
			Travée	92.48	5.38		5.75	3T14+1T12
5 et 6 ^{ème} étage	Poutre principale	30×50	Appuis	140.2	8.37	7.5	9.42	3T16+3T12
			Travée	70.3	4.04		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×50	Appuis	114.6	6.74	7.5	8.01	3T14+3T12
			Travée	93.70	5.45		5.75	3T14+1T12
7 et 8 ^{ème} étage	Poutre principale	30×50	Appuis	130.2	7.73	7.5	8.01	3T14+3T12
			Travée	62.74	3.58		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×50	Appuis	108.1	6.34	7.5	8.01	3T14 +3T12
			Travée	82.5	4.76		5.75	3T14+1T12

Tab V.1 :Ferrailage des poutres principales et secondaires

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 50 = 60\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90\text{cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II $L_r > 40\text{ cm}$

$\emptyset = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64$ $L_r = 65\text{cm}$

$\emptyset = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56$ $L_r = 60\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48$ $L_r = 50\text{cm}$

V.1.7. Les armatures transversales:

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 40\text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{30(1.26 - 0.3 \times 2.1)} = 34.03\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :** $S_t \leq \min(12.5; 14.4) = 12.5\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25\text{cm}. \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0.003 S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}$$

$$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.35\text{ cm}^2$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71cm^2 \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\Rightarrow \tau < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa.$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	175.61	1.24	3.33	Vérifiée
secondaires	35.99	0.26	3.33	Vérifiée

Tab V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$ BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$

$\gamma_s=1.15, \quad f_e= 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.66	175.61	160.0	5.05	-5.83	Vérifiée
Secondaires	7.12	35.99	120.7	1.03	-7.11	Vérifiée

Tab V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.1.9.Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	129.45	179539.77	17.02	12.27	15	vérifiée
	Travées	79.93	132022.84	15.34	9.28	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	104.36	143109.95	15.07	10.98	15	vérifiée
	Travées	50.87	116347.63	1351	5.91	15	vérifiée

Tab V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

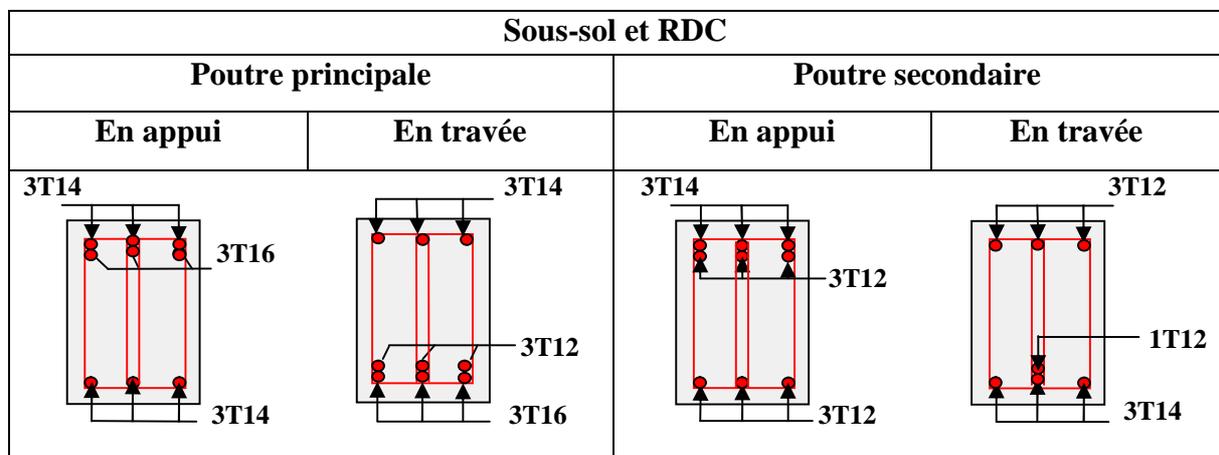
	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	625	9.66	0.08	0.078	0.0068	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	50	30	450	7.12	0.111	0.085	0.005	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

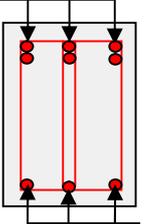
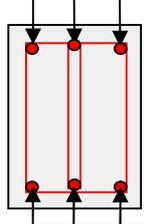
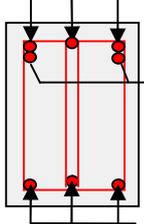
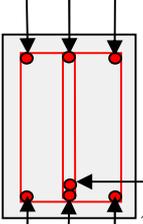
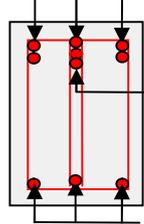
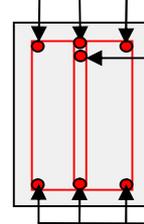
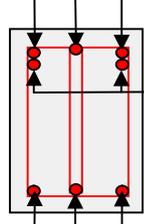
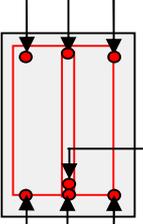
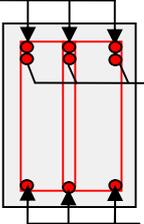
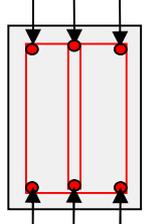
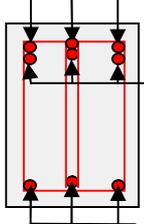
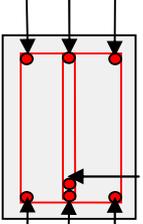
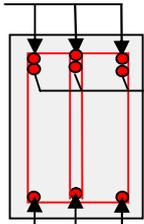
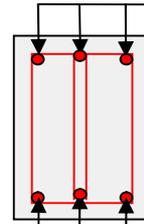
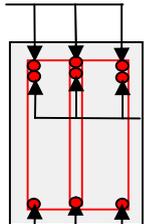
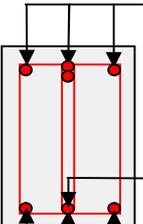
Tab V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous



1 ^{er} et 2 ^{ème} étage			
Poutre principale		Poutre secondaire	
En appui	En travée	En appui	En travée
<p>6T14</p>  <p>3T14</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>2T12</p>	<p>3T12</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage			
Poutre principale		Poutre secondaire	
En appui	En travée	En appui	En travée
<p>6T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>2T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage			
Poutre principale		Poutre secondaire	
En appui	En travée	En appui	En travée
<p>3T16</p>  <p>3T14</p> <p>3T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>3T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage			
Poutre principale		Poutre secondaire	
En appui	En travée	En appui	En travée
<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>3T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T12</p>	<p>3T14</p>  <p>3T14</p> <p>1T14</p>

V.2. Etude des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q+E$

4). $G+Q-E$

5). $0.8G+E$

6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

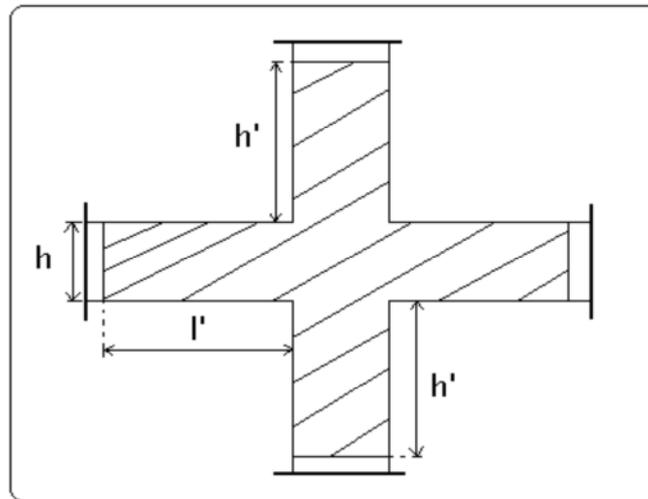
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ 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 (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	65×65	33.8	169	253.5
1 et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

Tab V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b).Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda g \geq 5 \text{ (} \lambda g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = lf/a$ ou $\lambda_g = lf/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et lf longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, on majore les sollicitations par **1.35** ($V_{\text{dyn}} < 0.8V_{\text{st}}$)

les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	3085.32	25.20	72.61	3027.14	565.44	9.20
1 et 2^{ème} étage	2697.55	87.81	92.90	2579.35	502.48	17.74
3 et 4^{ème} étage	1976.60	81.56	90.65	1945.36	373.38	17.51
5^{ème}, 6^{ème} étage	1319.37	83.69	91.28	1293.55	217.93	10.26
7^{ème} et 8^{ème} étage	679.45	75.12	78.69	658.53	109.55	9.01

Tab V.7 : Sollicitations dans les poteaux

V .2.4 : Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera 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 Sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\text{max}} = 3085.32 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 25.20 \text{ KN.m}$ (ELU)
- $M_{\text{max}} = 72.61 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 3027.14 \text{ KN}$ (G+Q+E_y)
- $N_{\text{min}} = 565.44 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 9.20 \text{ KN.m}$ (0.8G-E_y)

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 0.65m$; $d' = 0.05m$.

$N = 3085.32KN$ (de compression) (ELU)

$M = 25.20 KN.m \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.008 m$

$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A et A'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b)$(I).

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 25.20 + 3085.32 \times (0.60 - 0.65/2) = 873.66KN.m$.

$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.07$

$b = [3085.32(0.60 - 0.05) - 873.66] \times 10^{-3} = 0.82$

$a > b \rightarrow$ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{873.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 14.2} = 0.263$

$\mu_{bu} = 0.263 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow$ pivot B $\rightarrow \epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.389$ $\epsilon_{st} = 6.67 \times 10^{-3} > 1.74 \times 10^{-3} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.516m$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{873.66 \times 10^{-3}}{0.516 \times 348} = 44.09cm^2$

$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -33.05cm^2$ $A = 0$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$M = 72.61 KN.m$, $N = 3027.14 KN \rightarrow e_G = 0.023m < (h/2) = 0.325m$.

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 72.61 + 3027.14 \times (0.55 - 0.60/2) = 905.07 KN.m$.

$a = 1.07$; $b = [3027.14(0.55 - 0.05) - 905.07] \times 10^{-3} = 0.75$

$a > b$ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 905.07 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.272 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.41 \rightarrow z = 0.502 \rightarrow A_l = 51.63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 565.44 \text{ KN} \rightarrow M = 9.20 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.016 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 9.20 + 565.44 \times (0.60 - 0.65/2) = 164.69 \text{ KN.m}.$$

$$a = 1.07 ; b = [565.44(0.60 - 0.05) - 164.69] 10^{-3} = 0.146$$

$a > b \rightarrow n$ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 164.69 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.062 \rightarrow z = 0.58 \text{ m} \rightarrow A_l = 8.15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC	65×65	0	0	33.8	37.7	12HA20
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	2.58	2.58	28.8	37.7	12HA20
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	3.37	3.37	24.2	25.13	8HA20
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	4.52	4.52	20.0	25.13	8HA20
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	5.31	5.31	16.2	20.60	4HA20+4HA16

Tab V.8 : Ferrailage des poteaux

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
65×65	2.0	23.97	80	10	15	0.23	2.92	4.71	6T10
60×60	2.0	61.01	80	10	15	0.63	2.7	4.71	6T10
55×55	2.0	56.28	80	10	15	0.64	2.47	3.14	4T10
50×50	2.0	57.18	80	10	15	0.71	2.25	3.14	4T10
45×45	1.6	50.26	64	10	15	0.69	2.02	3.14	4T10

Tab V.9 : Calcul des armatures transversales

V.2.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$
 l'élanement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 l_0$ 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 a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 3085.32 \text{ KN}$

$l_f = 285.6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 15.20 < 50 \rightarrow \alpha = 0.82$

$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969 \text{ m}^2$.

$$Nu = 0.82 \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{37.7 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7.10 \text{ MN}$$

$N_d = 3.0853 \text{ MN} < 7.10 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC	65×65	285.6	15.20	0.82	37.7	0.3969	7.10	3.0853	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	214.2	12.35	0.83	37.7	0.3364	6.25	2.6977	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	214.2	13.47	0.82	25.13	0.2809	4.98	1.9766	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	214.2	14.82	0.82	25.13	0.2304	4.21	1.3193	vérifiée
8 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	214.2	16.46	0.81	20.60	0.1849	3.35	0.6794	vérifiée

Tab V.10 : Vérification du flambement pour les poteaux

b).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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

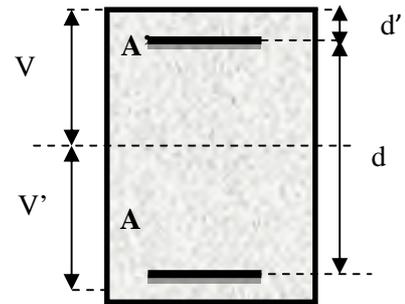
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad et \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} 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)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	60	55	50	45	40
A' (cm ²)	18.85	18.85	12.56	12.56	10.30
A (cm ²)	18.85	18.85	12.56	12.56	10.30
V (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
I _{yy'} (m ⁴)	0.005759	0.014334	0.00954	0.006715	0.004363
N ^{ser} (KN)	2240.006	1958.138	1435.379	958.991	495.348
M ^{ser} (KN.m)	58.11	67.91	65.33	65.81	56.66
M _G ^{ser} (KN.m)	58.11	67.91	65.33	65.81	56.66
σ _{bc1} (MPa)	7.955	6.122	6.101	5.783	5.044
σ _{bc2} (MPa)	1.396	3.279	2.335	0.883	-0.799
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tab V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & Si \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & Si \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

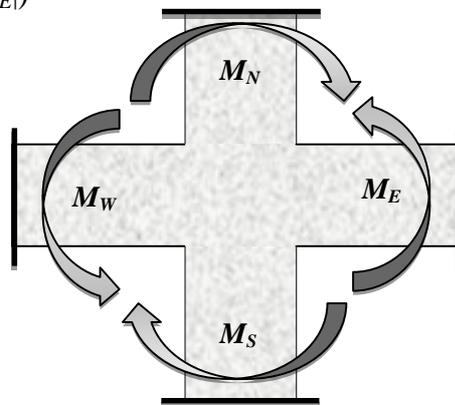
Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	65×65	285.6	15.2	0.075	60	23.97	0.06	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	214.2	12.35	0.075	55	61.01	0.18	1	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	214.2	13.47	0.075	50	56.28	0.20	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	214.2	14.82	0.075	45	57.18	0.25	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	214.2	16.46	0.075	40	50.26	0.27	1	vérifiée

Tab V.12 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol et RDC	65×65	58.5	37.7	767.49
1 et 2 ^{ème} étage	60×60	54	37.7	708.45
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	49.5	25.13	432.88
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	45	25.13	393.53
8 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	40.5	20.60	290.33

Tab V.13 : Les moments résistants dans les poteaux

d-2).Détermination des moments résistants dans les poteaux :

Les moments résistants dans les poteaux sont calculés de la même manière que dans les poutres; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
Sous-sol RDC	767.49	767.49	1534.98	397.33	397.33	993.32	vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	708.45	708.45	1416.9	320.9	320.9	802.25	Vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	432.88	432.88	865.76	267.00	267.00	667.5	Vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	393.53	393.53	787.06	220.95	220.95	552.95	Vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	290.33	290.33	580.66	106.56	106.56	266.41	Vérifiée

Tab V.14 : Vérification de la zone nodale

V.2.7.Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \times \Phi$ en zone II

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec :

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60$ cm pour tous les étages.

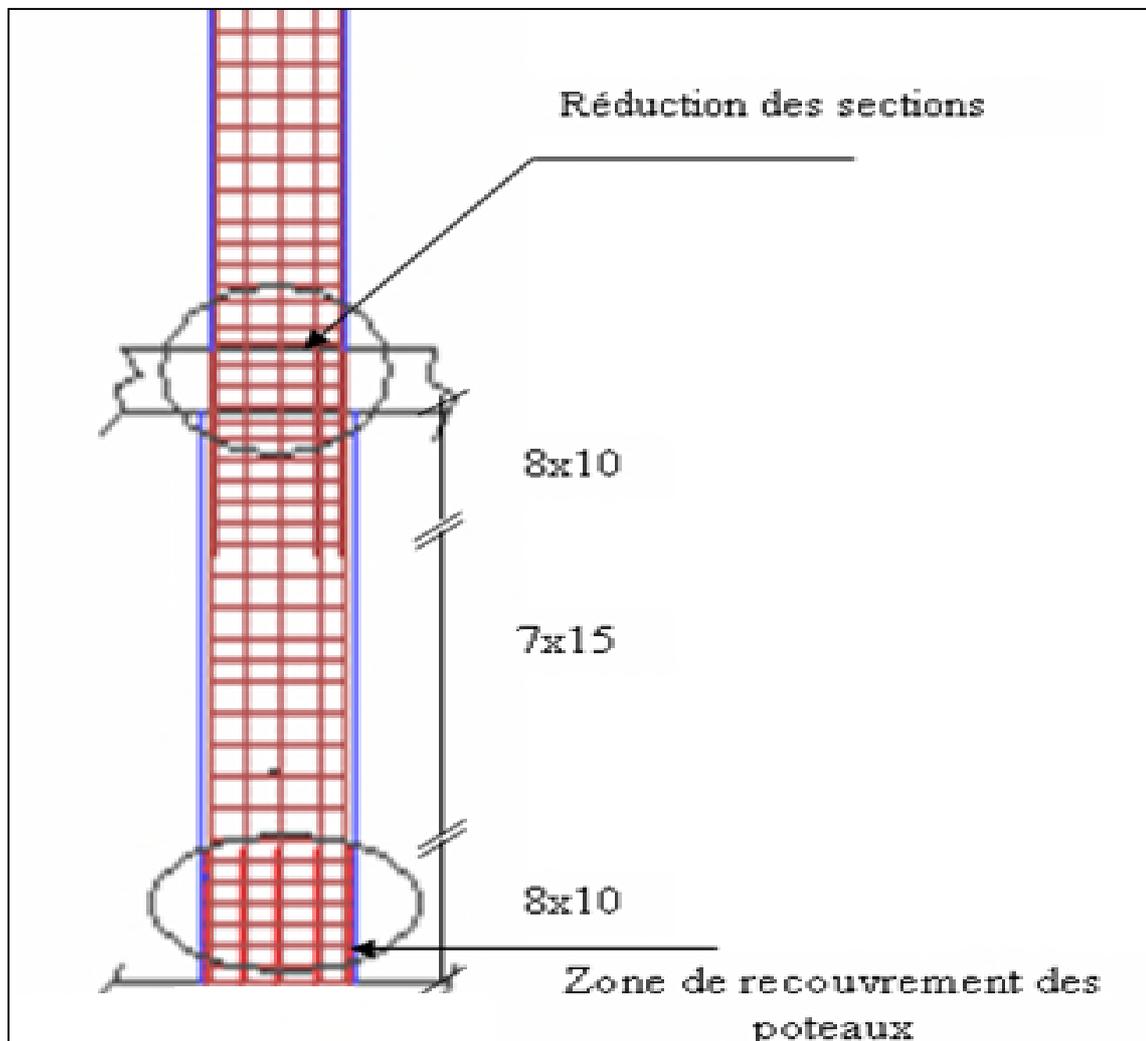


Fig V.3 :Zone de recouvrement

<p>Sous-sol et RDC+1^{er} et 2^{ème} étage 12HA20</p>	<p>3^{ème} et 4^{me} étage+ 5^{ème} et 6^{ème} étage 8HA20</p>
<p>4HA20/face</p>	<p>3HA20/face</p>
<p>Poteau (65×65)+ Poteau (60×60)</p>	<p>Poteau (55×55)+ Poteau (50×50)</p>
<p>7^{ème} et 8^{ème} étage 4HA20+4HA16</p>	
<p>2HA20/face</p> <p>1HA16/face</p> <p>1HA16/face</p> <p>2Cadre T8</p> <p>Poteau (45×45)</p>	

Tab V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

V.3. Etude des voiles**V.3.1. Introduction**

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

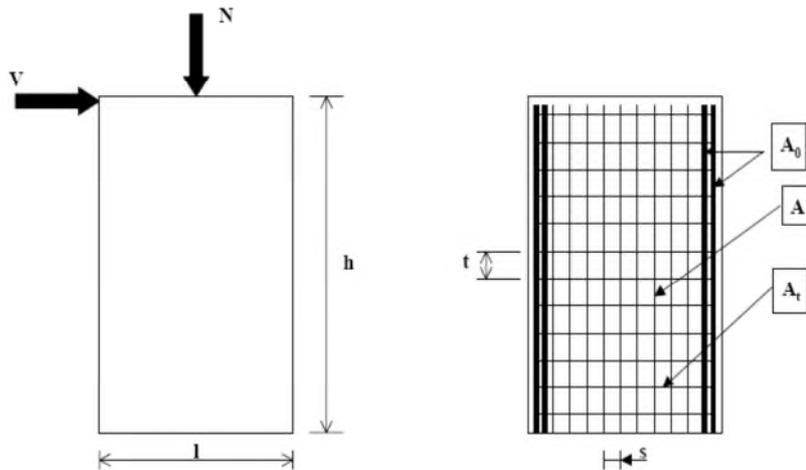


Fig V. 4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.3.2. Recommandation du RPA 99/03

➤ Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
 - ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

➤ **La contrainte limite de cisaillement dans le béton**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

- $\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$) ;

h : hauteur total de la section.

V.3.3.Ferraillage des voiles

● Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$) .

● Armatures horizontales

Les résultats du ferraillage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée
- A_h^{adop} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.3.4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, et on majore tout les paramètres de réponse (M ; N ;V) par $1.35(V_{dyn} < 0.8 V_{st})$, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	Niveau	N_{max}	M_{cor}	M_{max}	N_{cor}	N_{min}	M_{cor}	V
		KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
Vx5	S- sol ; RDC	3272.16	230.91	2325.91	-45.22	-302.79	399.73	882.62
	Etage 1,2	2313.02	91.97	-2093.29	-49.66	-121.13	872.45	598.50
	Etage 3,4	1614.90	-25.53	-1557.84	-52.34	-111.64	996.75	372.09
	Etage 5,6	1128.82	-55.48	1110.14	-56	-97.86	-894.76	280.48
	Etage 7,8	611.52	-18.60	-568.11	-55.37	-83.66	-481.04	171.65

Tab V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x5} // à x-x'

V.3.5. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A).Calcul sous Nmax et Mcor :

a). 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×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 4 m, d = 3.95 m, e = 0.25 m.

$N_{max} = 3272.16$ KN (traction), $M_{cor} = 230.91$ KN.m. (Combinaison G+Q+E_x).

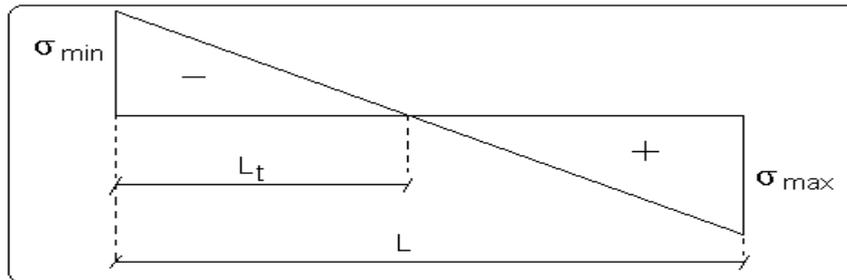
$$e_G = \frac{M}{N} = 0.070m < \frac{l}{2} = 2m \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieure de la section}$$

N : effort de traction \rightarrow section entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N \times e_1}{\sigma_{st}(d-d')} = 43.96 \text{cm}^2, \quad A_2 = \frac{N \times e_2}{\sigma_{st}(d-d')} = 44.36 \text{cm}^2$$

$$e_1 = (h/2 - d') + e_G = 2.06m, \quad e_2 = (d-d') - e_1 = 1.84m$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{3272.16 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4} + \frac{230.91 \times 10^{-3}}{1.393} \times 2 = 3.619 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{3272.16 \times 10^{-3}}{0.20 \times 4} - \frac{230.91 \times 10^{-3}}{0.98865} \times 2 = 2.926 \text{MPa}$$

$$L_t = \frac{2.926 \times 4}{2.926 + 3.619} = 1.78m$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = -882.62 \text{KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 882.62 \times 10^{-3}}{0.25 \times 3.95} = 1.251 \text{MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 15 \text{cm} \rightarrow A_h \geq 1.61 \text{cm}^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = -45.22 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{cor} = 2325.91 \text{KN} \dots (\text{traction})$$

a). Armatures verticales :

$e_G = 0.019m < (h/2) = 2m$. le centre de pression est a l'intérieure de la section

→ section entièrement tendue :

$$e_1 = 1.96m$$

$$e_2 = 1.94m$$

$$A_1 = 33.58cm^2$$

$$A_2 = 33.246cm^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 3.004MPa \quad \sigma_{min} = 1.648MPa \quad L_t = 1.417m$$

C). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$N_{corr} = 399.73KN \text{ (compression)} \rightarrow M_{cor} = -302.79 \text{ KN.m (Combinaison ELU).}$$

a). Armatures verticales :

$e_G = 0.75m < (h/2) = 2m$. le centre de pression est a l'intérieure de la section

Il faut vérifier la condition suivante : $a \leq b$ (I)

$$a = 18.56 \quad b = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2) = -302.79 + 399.73 \times (3.95 - 2) = 476.68 \text{ KN.m.}$$

$$b = [399.73(3.95 - 0.05) - 476.68] 10^{-3} = 1.082$$

$$b = 1.082 \rightarrow \text{(I) n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{uA} = 476.68KN.m \rightarrow \mu_{bu} = 8.606 \times 10^{-3} < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2.$$

$$\alpha = 1.23 \rightarrow z = 3.44m \rightarrow A_1 = 15.82cm^2 \rightarrow A_s = 0$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 0.854MPa \quad \sigma_{min} = 0.054 \quad L_t = 0.237m$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x5}

$$A_{V(ZT)} = 43.96cm^2. \quad A_h \geq 1.61cm^2$$

• Vérifications:

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 25 \times 178 = 8.9cm^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 3.6 \times 0.25 \times 2.1 / 400 = 0.434cm^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - L_t) = 0.1\% \times 25 \times (400 - 178) = 5.55cm^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 25 \times 400 = 15 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 43.06 \text{ cm}^2$.

On opte pour : 14HA20 = 43.96 cm² (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

❖ Selon le sens X-X (voile VX1)

Voile	Niveau	Sous-sol-RDC	Etage 1et2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8
Vx1	Section (m ²)	0.25 × 4	0.25 × 4	0.2 × 4	0.2 × 4	0.2 × 3.80
	M(KN.m)	230.91	91.97	-25.53	-55.48	-18.60
	N(KN)	3272.16	2313.021	1614.90	1128.82	611.52
	V (KN)	882.62	598.50	372.096	280.48	171.65
	τ_v (MPa)	1.37	0.931	0.72	0.54	0.35
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
	A_v^{cal} (cm ²)	43.06	29.77	20.42	16.74	9.00
	A_v^{min} (cm ²)	20	20	16	16	15.20
	A_v^{adop} (cm ²)	43.96	30.40	21.56	21.56	15.85
	N^{bre}	14HA20	12HA16+2HA	14HA14	14HA14	14HA12
	S_t (cm)	15	15	15	15	15
	A_h^{cal} (cm ²)	1.61	1.09	0.68	0.51	0.33
	A_h^{min} (cm ²)	0.56	0.56	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01	1.01
	N^{bre}	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15	15	15	15	

Tab V. 17 : Ferrailage du voile Vx1

❖ Selon le sens X-X (voile VX2)

Voile	Niveau	Sous-sol-RDC	Etage 1et2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8
Vx2	Section (m ²)	0.25 × 1.95	0.25*1.95	0.25 × 1.95	0.25 × 1.95	0.25 × 1.05
	M(KN.m)	80.76	-36.90	-42.81	-52.67	-80.65
	N(KN)	1613.55	1102.877	885.921	640.85	425.89
	V (KN)	490.63	125.55	115.64	88.49	68.82
	τ_v (MPa)	1.56	0.40	0.36	0.28	0.29

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	21.69	16.67	13.68	10.37	8.52
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	9.75	9.75	9.75	9.75	7.25
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	23.10	16.95	16.95	11.85	11.85
N^{bre}	15HA14	15HA12	15HA12	15HA10	15HA10
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.83	0.47	0.43	0.33	0.35
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.26	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15

Tab V. 18 : Ferrailage du voile Vx2

❖ Selon le sens X-X (voile VX3)

Voile	Niveau	Sous-sol-	Etage 1et2	Etage	Etage	Etage
Vx3	Section (m ²)	0.25 × 2.10	0.25*2.10	0.25 × 2.10	0.25 × 2.10	0.25 ×
	M(KN.m)	53.23	8.73	6.044	5.62	6.093
	N(KN)	1574.90	1370.54	1052.94	717.63	368.88
	V (KN)	440.93	160.54	170.40	110.68	97.542
	τ_v (MPa)	1.306	0.476	0.50	0.32	0.28
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
	$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	20.63	19.88	15.26	10.43	5.42
	$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
	$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	21.56	21.56	15.87	11.06	11.06
	N^{bre}	14HA14	14HA14	14HA12	14HA10	14HA10
	$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15
	$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.53	0.56	0.59	0.38	0.34
	$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
	$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01
	N^{bre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	15	15	15	15	15	

Tab V. 19 : Ferrailage du voile Vx3

❖ Selon le sens X-X (voile VX4)

Voile	Niveau	Sous-sol-	Etage 1et2	Etage	Etage	Etage
Vx4	Section (m ²)	0.25 × 1.35	0.20*1.35	0.20 × 1.35	0.20 × 1.35	0.20 ×
	M(KN.m)	51.95	1.378	7.497	10.68	17.80
	N(KN)	1077.49	782.83	642.36	490.37	303.19
	V (KN)	421.95	140.23	156.38	126.56	91.93
	τ _v (MPa)	1.94	0.80	0.90	0.72	0.53
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
	A _v ^{cal} (cm ²)	14.91	11.29	9.47	7.39	4.92
	A _v ^{min} (cm ²)	6.75	5.40	5.40	5.40	5.40
	A _v ^{adop} (cm ²)	15.14	12.32	12.32	9.04	6.32
	N ^{bre}	10HA14	8HA14	8HA14	8HA12	8HA10
	S _t (cm)	15	15	15	15	15
	A _h ^{cal} (cm ²)	2.28	0.76	0.84	0.68	0.50
	A _h ^{min} (cm ²)	0.562	0.45	0.45	0.45	0.45
	A _h ^{adop} (cm ²)	2.36	1.57	1.57	1.57	1.57
	N ^{bre}	3HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	15	15	15	15	15	

Tab V. 20 : Ferrailage du voile Vx4

❖ Selon le sens X-X (voile VX5)

Voile	Niveau	Sous-sol-	Etage 1et2	Etage	Etage	Etage
Vx5	Section (m ²)	0.25 × 1.20	0.20*1.20	0.20 × 1.20	0.20 × 1.20	0.20 ×
	M(KN.m)	24.92	32.23	49.35	40.98	-17.95
	N(KN)	910.29	656.44	526.26	361.24	-201.60
	V (KN)	271.546	115.87	135.58	77.28	68.31
	τ _v (MPa)	1.408	0.751	0.879	0.501	0.443
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
	A _v ^{cal} (cm ²)	12.157	9.21	8.121	5.79	3.08
	A _v ^{min} (cm ²)	4.50	3.60	3.60	3.60	3.60
	A _v ^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	12.32	12.32	12.32
	N ^{bre}	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
	S _t (cm)	15	15	15	15	15
	A _h ^{cal} (cm ²)	1.65	0.70	0.82	0.47	0.42

	$A_h^{min} (cm^2)$	0.56	0.45	0.45	0.45	0.45
	$A_h^{adop} (cm^2)$	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58
	N^{bre}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
	$S_t(cm)$	15	15	15	15	15

Tab V. 21 : Ferrailage du voile Vx5

❖ Selon le sens Y-Y (voile VY1)

Voile	Niveau	Sous-sol-	Etage 1et2	Etage	Etage	Etage
Vy1	Section (m ²)	0.15×2.21	0.15×2.21	0.15×2.21	0.15×2.21	0.15×
	M(KN.m)	65.76	16.26	15.034	11.95	14.22
	N(KN)	1193.67	660.95	-541.75	-430.51	-275.48
	V (KN)	322.67	119.56	71.482	62.395	75.75
	τ_v (MPa)	1.51	0.56	0.33	0.29	0.35
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
	$A_v^{cal} (cm^2)$	16.03	9.81	8.081	6.422	3.55
	$A_v^{min} (cm^2)$	6.630	6.630	6.630	6.630	6.630
	$A_v^{adop} (cm^2)$	18.48	11.30	11.30	7.90	7.90
	N^{bre}	10HA14	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10
	$S_t(cm)$	15	15	15	15	15
	$A_h^{cal} (cm^2)$	1.06	0.39	0.24	0.21	0.25
	$A_h^{min} (cm^2)$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
	N^{bre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	15	15	15	15	15	

Tableau V. 22 Ferrailage du voile Vy

❖ Selon le sens X-X (voile VY2)

Voile	Niveau	Sous-sol-	Etage 1et2	Etage	Etage 5et6
Vy2	Section (m ²)	0.15×0.80	0.15×0.80	0.15×0.80	0.15×0.80
	M(KN.m)	28.14	-5.32	-53.00	-52.61
	N(KN)	632.47	646.44	-262.74	-260
	V (KN)	299.04	115.87	102.55	126.37
	τ_v (MPa)	3.87	1.131	1.32	1.63
	$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	9.22	4.401	5.12	5.078
A_v^{min} (cm ²)	2.40	2.40	1.20	1.20
A_v^{adop} (cm ²)	9.24	6.78	6.78	6.78
N^{bre}	6HA14	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.73	0.8	0.93	1.15
A_h^{min} (cm ²)	0.33	0.33	0.33	0.33
A_h^{adop} (cm ²)	3.39	1.01	1.01	1.57
N^{bre}	3HA12	2HA8	2HA8	2HA10
S_t (cm)	15	15	15	15

Tab. V. 23 : Ferrailage du voile Vy2

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x5}) comme exemple

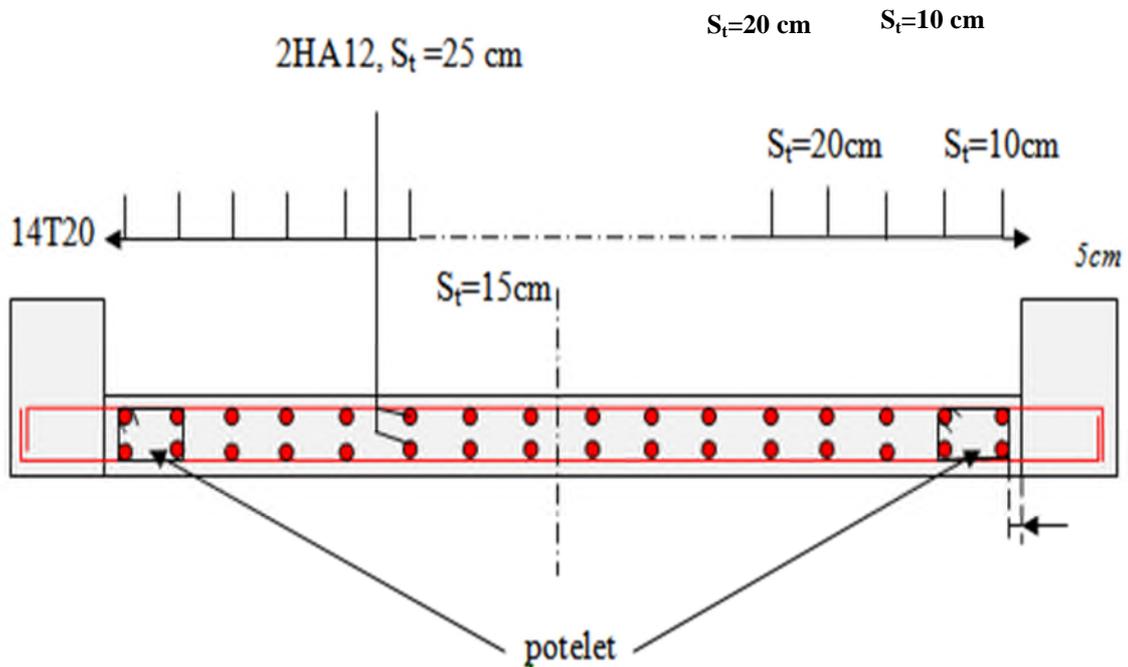


Fig. V : 5 Schéma de ferrailage voile V_{x5}

Etude des fondations

Chapitre VI

VI.1. Introduction

La fondation est l'élément duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations, la sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et le coût du projet.

On distingue :

- ✓ Les fondations superficielles
- ✓ Les fondations semi-profondes
- ✓ Les fondations profondes

Le dimensionnement et le ferrailage des fondations, selon la nouvelle réglementation parasismique, se font sous les combinaisons suivantes :

- $E+Q\pm G$ **RPA99 (Art 10.1.4.1) [2].**
- $0,8G\pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

VI.2. Choix de type de fondations

Remarque : Toutes les sollicitations sont majorées de 1,35.

VI.2.1. Semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V11**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

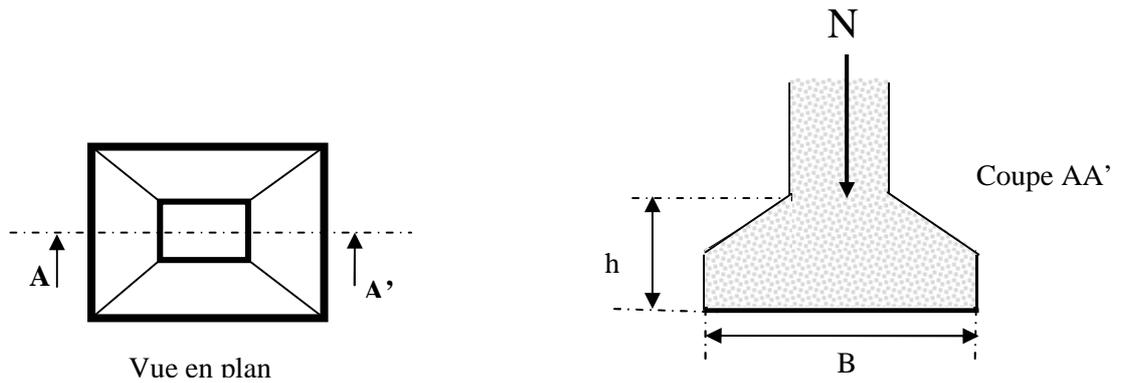


Fig. VI. 1: Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N = 2627.379 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.108 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{1.35N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{1.35N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{1.35N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 5.73 \text{ m}$$

On remarque la largeur de la semelle isolée et bien trop grande, alors on ne peut pas utiliser des semelles isolées pour nos fondations.

VI.2.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 06 poteaux.

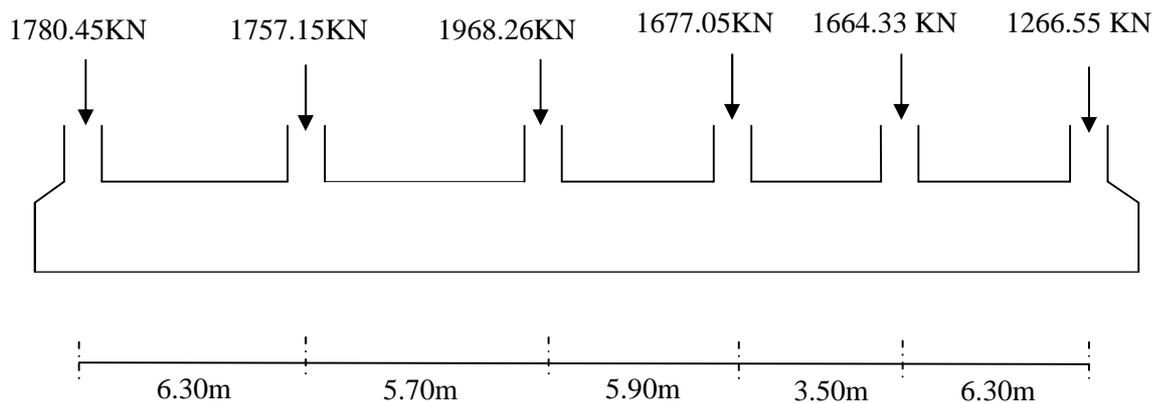


Fig.VI. 2: Semelle filante de fondation type 1

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1780.45 \text{ KN}, \quad N_2 = 1757.15 \text{ KN}, \quad N_3 = 1968.26 \text{ KN}, \quad N_4 = 1677.05 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1664.33\text{KN}; \quad N_6 = 1266.55\text{KN}.$$

$$\sum N_i = 10113.79\text{KN}.$$

$$\frac{1.35 \sum N_i}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{1.35 \sum N_i}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1.35 \times 10113.79}{108} = 126.42\text{m}^2$$

La surface totale de l'ensemble des semelles filantes est : $S_t = 5 \times 126.42 = 632.11\text{m}^2$

$$\text{D'où } S_t \succ S_{bat} = 395.04\text{m}^2$$

Donc on passe directement au radier générale.

VI.2.3. Radier général

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux. Il sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique .

Dans ce projet on adopte un radier général pour les arguments suivants :

- L'importance des charges à transmettre au sol ;
- Nécessité d'assurer l'étanchéité de sous sol ;
- La grande distance entre axes des poteaux ;
- La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.08 bar pour une profondeur de 3m.

VI.3. Pré dimensionnement

- **Condition de coffrage**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments de porteurs successifs ($L_{\max} = 6.86\text{m}$)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{686}{10} \Rightarrow h_t \geq 68.6\text{cm}; \quad \text{Soit } h_t = 70\text{cm}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{686}{20} \Rightarrow h_r \geq 34.3\text{cm}; \quad \text{Soit } h_r = 50\text{cm}$$

- **condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

L_e : L_e est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 1.16 \text{m}$$

Donc on redimensionne les nervures avec $h_t = 120 \text{cm}$

- **La surface du radier**

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 395.04 \text{m}^2$

$P_r = S_r \times \rho \times h_r + P_n = 395.04 \times 25 \times 0.5 + 2284.74 = 7222.74 \text{KN}$

$$1.35 \frac{N_s + P_r}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{1.35 N}{\sigma_s} = \frac{48290.39 + 7222.74}{108} \Rightarrow S_{rad} \geq 514.01 \text{m}^2$$

Avec N_s : l'effort normal de la superstructure tiré à partir de **SAP2000**.

P_r : le poids propre de radier.

P_n : le poids propre des nervures.

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ Le radier avec débord.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{cm}\right)$$

On prend : $D = 60\text{cm}$

$$P = 88.58 \text{ m}$$

Avec :

D : débord.

P : périmètre du débord.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D \cdot P = 446.38\text{m}^2 < 514.01\text{m}^2$$

On prend $D=1.7\text{m}$

$$\text{On opte pour une surface : } S_{\text{radier}} = 528.28\text{m}^2$$

A partir des conditions précédentes on opte pour :

- ✓ $h_t = 120\text{cm}$ pour les nervures du radier,
- ✓ $h_r = 50\text{cm}$ pour la dalle du radier.
- ✓ $S_{\text{rad}} = 528.28 \text{ m}^2$.

a- Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : l'épaisseur des nervures

$$\mu_c = (a+b+2h_t).2$$

$$\mu_c = (0.65+0.65+2 \times 1.2) \times 2 = 7.4\text{m}.$$

$$Q_u = 3085.324 \leq 0.045 \times 7.4 \times 1.2 \times 25.10^3 / 1.5 = 6660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b- Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

A partir du programme SOCOTEC on a :

$$I_y = 22558.44 \text{m}^4, \text{ et } Y_G = 6.9 \text{m.}$$

$$I_x = 10726.4 \text{m}^4, \text{ et } X_G = 14.81 \text{m.}$$

Avec : σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X**

$$N=55313.08 \text{KN} \text{ et } M_x=30816.02 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0.124 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0.084 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.114 > \bar{\sigma}_{sol} = 0.108 \text{Kpa} \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

$$N=55313.08 \text{KN} \text{ et } M_y=9393.70 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.110 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.102 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.108 = \bar{\sigma}_{sol} = 0.108MPa \dots\dots\dots La condition est vérifiée.$$

Remarque : La condition selon X-X n'est pas vérifiée donc on augmente la surface du radier.

On prend $D=1.8m$, $S=554.48m^2$

Verification:

- **Sens X-X**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.108 = \bar{\sigma}_{sol} = 0.108MPa \dots\dots\dots Vérifiée.$$

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.102 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.108MPa \dots\dots\dots Vérifiée.$$

c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Art .10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens X-X**

$$e = \frac{30816.02}{55313.08} = 0.557m < \frac{28.26}{4} = 7.065m \quad (condition\ vérifiée)$$

- **sens Y-Y**

$$e = \frac{9393.7}{55313.08} = 0.169m < \frac{15.15}{4} = 3.78m \quad (condition\ vérifiée)$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement.

d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 48290.39$ KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3$ m, (la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 554.48m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau)

On trouve:

$N=48290.39 \geq 1.5 \times 3 \times 554.48 \times 10 = 24951.6 \text{ KN}$La condition est vérifiée

e- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

N_u : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_u = \frac{66252.66 \times 6.86 \times 1}{2 \times 554.48} = 409.83 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{409.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4. Ferrailage du radier

On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.4.1. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{66252.66}{554.48} = 119.48 \text{ KN/m}^2$$

N_u : est l'effort normal ultime

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.3} = 0.71 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

▪ ELU ($\nu = 0$) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases}$ (Annexe II)

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

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_U = 162.34 \text{KN.m} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 72.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

VI.4.2. Ferrailage

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 137.98 \text{KN.m}$
 En appuis : $M_t^y = 0.85 \times M_y = 61.69 \text{KN.m}$
 $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -81.17 \text{KN.m}$

La section à ferrailer est $1 \times 0.5 \text{m}^2$ Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{opt} (cm ²)	St (cm)
Sens xx	En travée	137.98	9.04	5.43	8HA14=12.32	12
	En appuis	-81.17	5.26		5HA14=7.70	20
Sens yy	En travée	61.69	3.99	5.43	5HA12=5.65	20
	En appuis	-81.17	5.26		5HA12=5.65	20

Tab. VI. 1 : Tableau du ferrailage du radier

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 213.3 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 77.73 \text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{213.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.474 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{77.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.172 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.}$$

..... vérifiée

▪ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201, 63 \text{ MPa. Art (A.4.5.32) [1].}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{48290.39}{554.48} = 87.09 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	100.58	4.37	198.53	15	201.63
	M_a	59.16	3.11	184.14	15	201.63
y-y	M_t	44.97	2.67	188.06	15	201.63
	M_a	22.48	1.33	93.94	15	201.63

Tab. VI. 2 : Résumé des résultats

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ est vérifiée dans les deux sens.

VI.4.3. Schéma de ferrailage

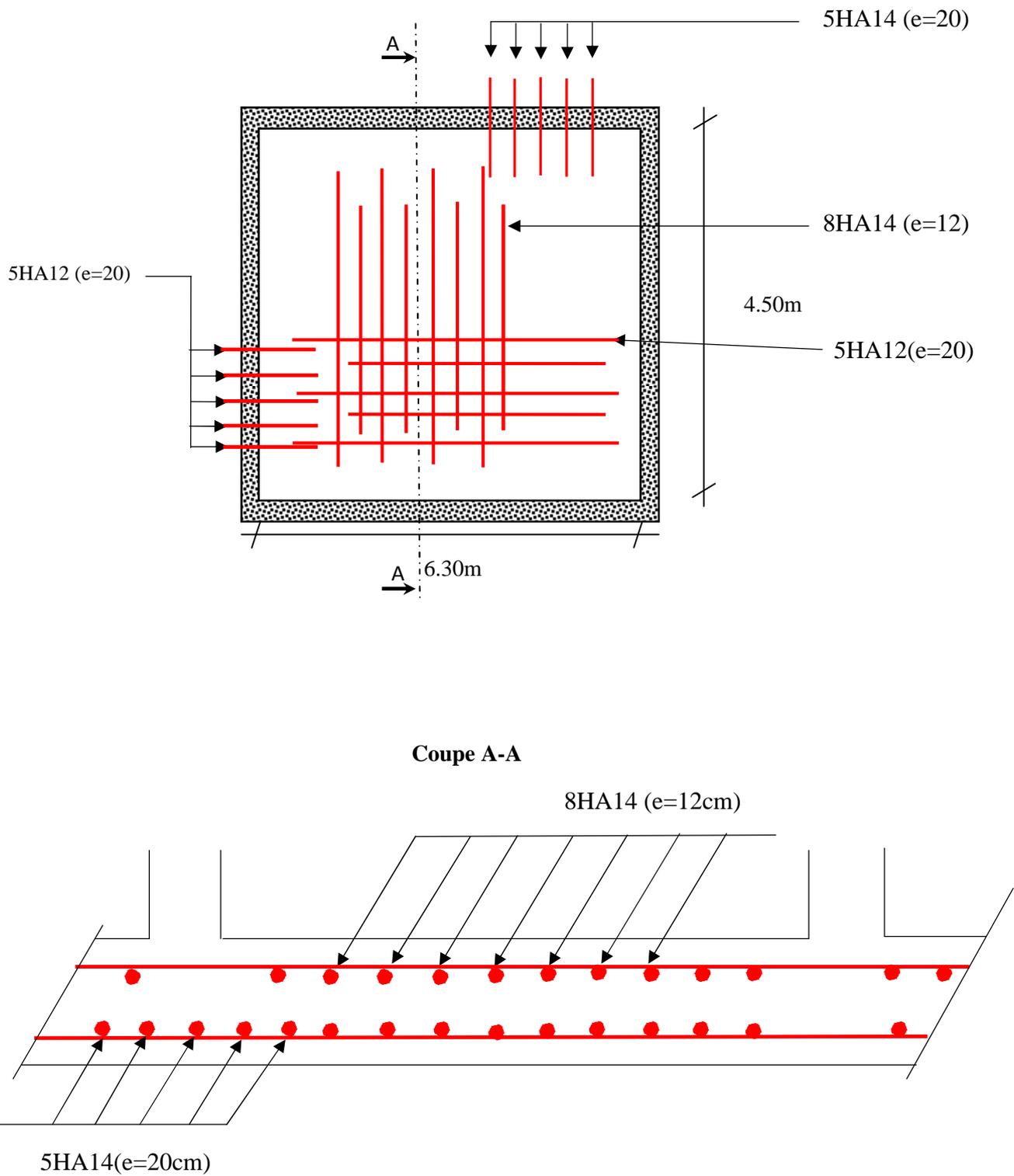


Fig. VI.3: Schéma de ferrailage du radier

VI.5. Ferrailage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

$$M_u = Q_u \times \frac{L^2}{2} = 119.48 \times \frac{1.8^2}{2} = 193.55 \text{ KN.m}$$

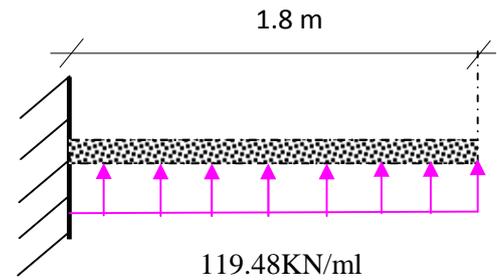


Fig. VI. 4 : Schéma statique du débord

M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} (cm^2)	A_{opt} (cm^2)	S_t (cm)	A_r (cm^2/m)
193.5	12.83	5.433	7HA16=14.07	15	5HA10=3.93

Tab. VI. 3 : Sections d'armatures du débord

▪ **Vérification au cisaillement**

Sachant que : $V_u = Q_u \times L = 119.48 \times 1.8 = 215.06 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{215.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.477 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas d'armatures transversales.

5HA10

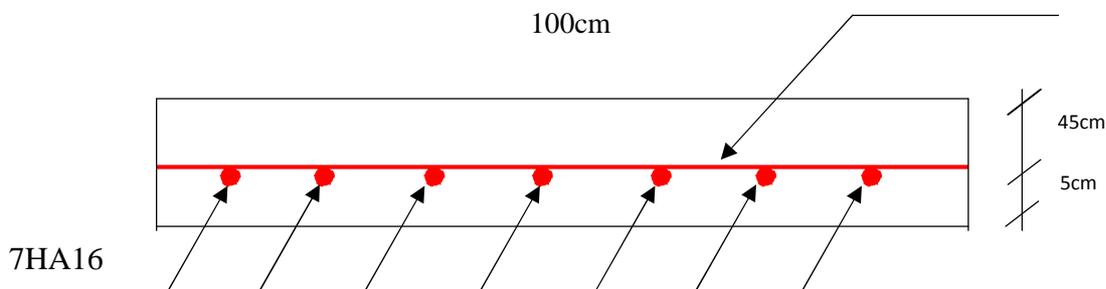


Fig VI.5: Détail ferrailage du débord

VI.6. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

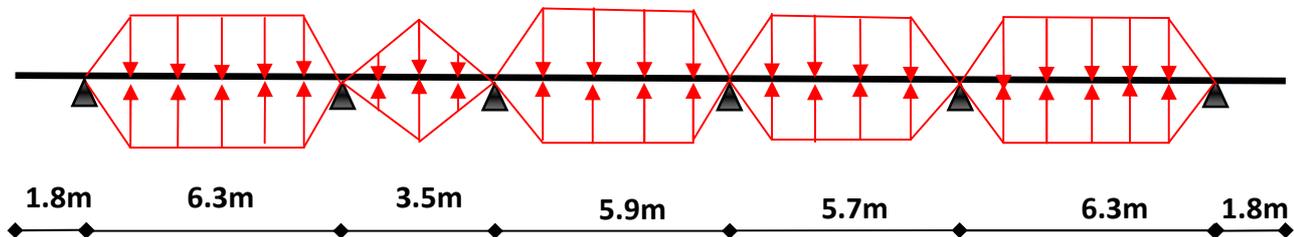
a. Distribution des charges :

Les charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

Les charges triangulaires : $P_m = P_v = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

➤ Sens xx :



➤ Sens yy :

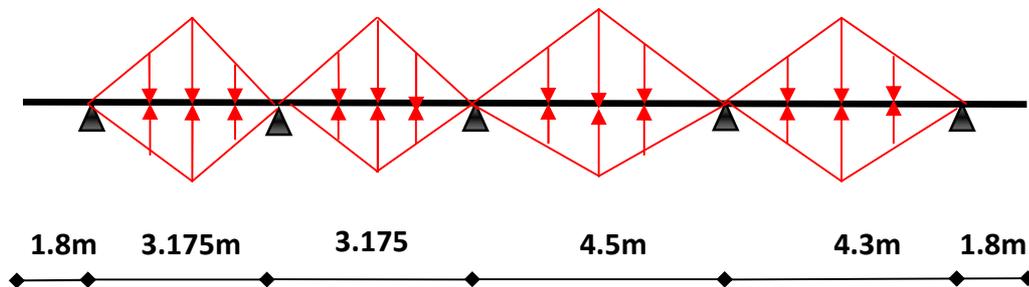


Fig. VI.5 : Schéma de distribution des charges sur les nervures

b. Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues et de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple.

$h=120\text{cm};$

$h_0=50\text{cm};$

$b_0=70\text{cm};$

$d=115\text{cm}.$

• Sens x-x

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{630}{10}; \frac{320}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(63; 160)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 50\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 170\text{cm}$$

• Sens y-y

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{450}{10}; \frac{570}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45; 285)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 140\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M(KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens xx	travée	-757.46	23.60	8HA20=25.13
	appui	1514.92	38.03	12HA20=58.91
Sens yy	travée	-179.68	19.44	5HA25=24.54
	appui	359.36	19.44	5HA25=24.54

Tab VI.4 : Ferrailage des nervures

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
xx	1325	1.64	Vérifiée
yy	479.15	0.595	Vérifiée

Tab. VI.5 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

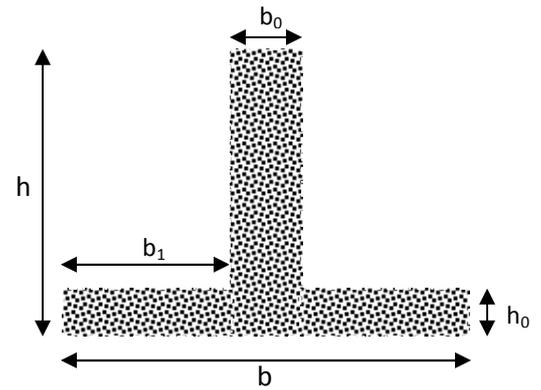


Fig. VI.6: Section à ferrailer

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est très préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

sens	travée				appui			
	Mt (KN.m)	A _t (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Ma (KN.m)	A _a (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	-540.21	24.54	2.85	198.89	1071.84	49.09	4.02	173.37
y-y	-125.85	24.54	1.14	48.95	252.88	24.54	2.30	98.07

Tab. VI.6 : Vérification des contraintes dans les nervures

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ est vérifiée dans les deux sens.

Exemple de ferrailage des nervures :

Ferrailage des nervures dans le sens (x-x)			
En travée	En appui		
<p>8T20</p> <p>2T14 (Arm de peau)</p> <p>4T20</p>	<p>4T20</p> <p>2T14 (Arm de peau)</p> <p>12T20</p>		
<p>10cm</p> <p>Cadre T8</p>	<p>10cm</p> <p>Cadre T8</p>	<p>10cm</p> <p>Etrier T8</p>	<p>10cm</p> <p>Epingle T8</p>
Ferrailage des nervures dans le sens (y-y)			
En travée	En appui		
<p>5T25</p> <p>2T14 (Arm de peau)</p> <p>5T25</p>	<p>5T25</p> <p>2T14 (Arm de peau)</p> <p>5T25</p>		

Tab. VI.7 : Ferrailage des nervures

VI.7. Voile périphérique

VI.7.1. 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 le niveau de fondation et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastree en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.7.2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur $h = 3$ m.
- Epaisseur $e = 0.15$ m.
- Largeur $L = 6.86$ m

VI.7.3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 19$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 13^\circ$.

VI.7.4. Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastree en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/ml

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 19$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 13^\circ$

$$K_a : \text{Coefficient de poussée des terres } K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,63$$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,63$$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations**

a. Poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow G = 3 \times (19 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{13^\circ}{2}\right)) \Rightarrow G = 35.91 \text{KN} / \text{m}^2$$

b. Charge due à la surcharge

$$p_2 = K_a' \cdot Q = Q \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{13^\circ}{2}\right) = 6.3 \text{KN} / \text{m}^2$$

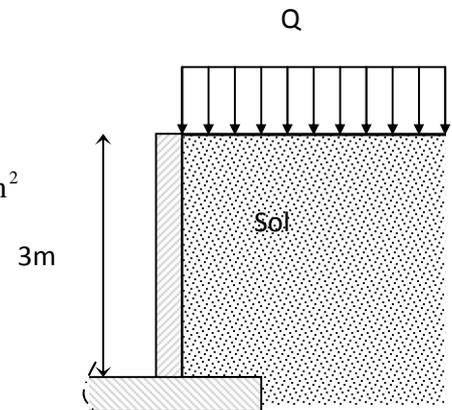


Fig. VI.8: Voile périphérique

VI.7.5. Ferrailage

➤ **Calcul à l'ELU**

$$\sigma_{\max} = 1.35 p_1 + 1.5 p_2 = 57.92 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 p_2 = 9.45 \text{KN} / \text{m}^2$$

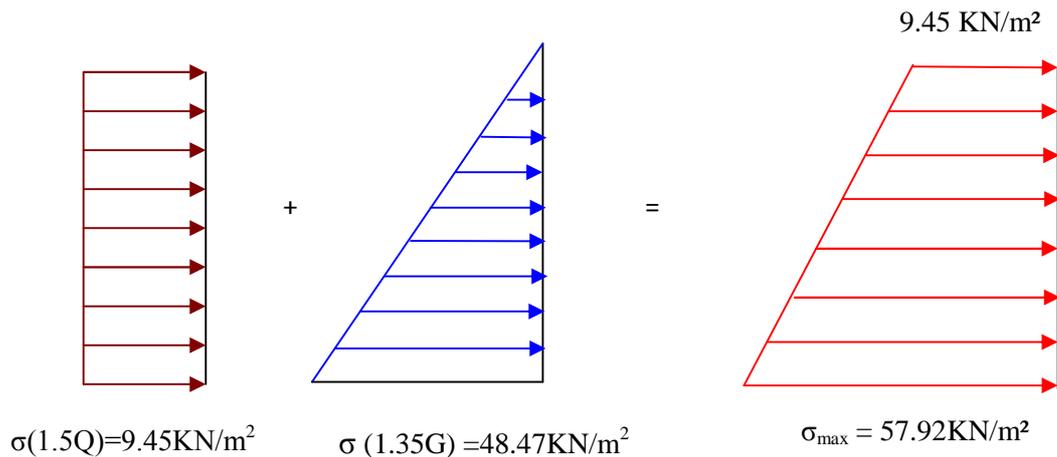


Fig. VI.9: Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 45.80 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 45.80 \text{KN} / \text{m}^2$$

Pour le

ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3m; L_y = 6.86m \quad b = 1m; e = 0.15m;$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \quad \text{Donc La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$q_u = 45.8 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 0.43 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = 43.77 \text{ KN.m.}; \quad M_{0y} = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 37.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.5 \times M_{0x} = -21.88 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	S _t (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
x-x	En travée	37.20	9.96	1.5	15	7HA16=14.07
	En appui	21.88	5.57	1.5	20	5HA12=5.65
y-y	En travée	9.29	2.28	1.5	20	5HA10=3.93
	En appui	21.88	5.57	1.5	20	5HA12=5.65

Tab. VI. 4: Ferrailage du voile périphérique

• Vérifications

- Condition de non-fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 3.048\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \end{cases} \quad \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{45.8 \times 3}{2} \times \frac{6.86^4}{3^4 + 6.86^4} = 66.27\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{45.8 \times 6.86}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 6.86^4} = 5.54\text{KN}$$

$$\tau = \frac{66.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.55 < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}. \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 42.21 + 6.3}{4} = 33.23\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases} \quad \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 32.5\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 10\text{KN.m} \end{cases}$$

◆ Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85M_x = 27.62\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_y = 8.5\text{KN.m} \end{cases}$

◆ Moment en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5M_x = 16.25\text{KN.m}$

◆ Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa. (F.N)}$$

Sens		M (KN.m)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	27.62	5.59	9.08	180.58	Vérifiée
y-y	En travée	8.5	3.068	4.26	183.44	Vérifiée
Xy	En appui	16.25	3.92	4.39	171.56	Vérifiée

Tab. VI. 5: Vérification des contraintes dans le voile périphérique

VI.7.6. Schéma de ferrailage

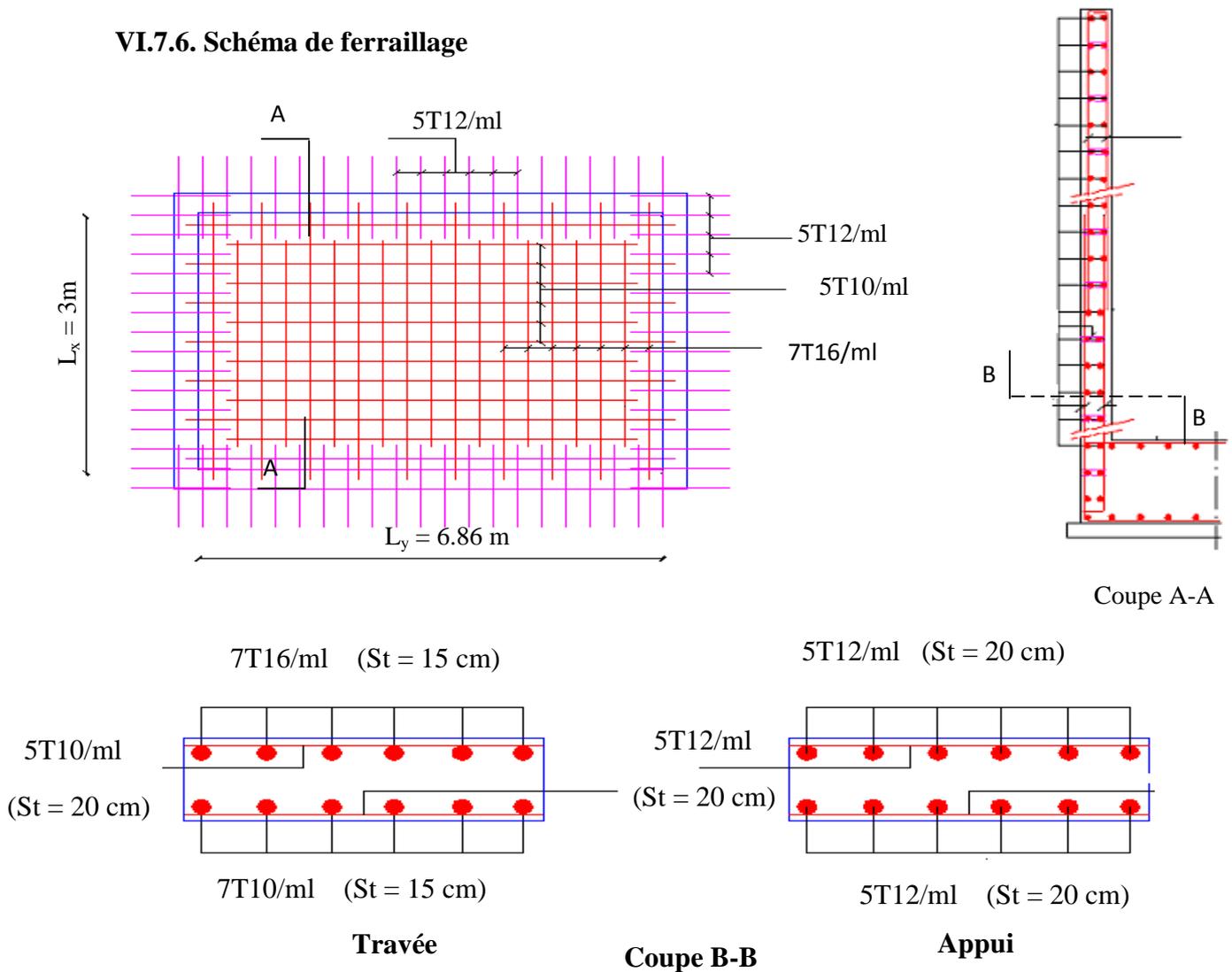


Fig. VI. 7: Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

VI.8. Le cuvelage :

C'est un revêtement d'étanchéité appliqué sur la structure interne ou externe de l'ouvrage afin d'éviter la pénétration de l'eau. Dans certains cas, le rôle du cuvelage peut être assuré par la structure (utilisation de bétons spéciaux). La plupart du temps, le cuvelage est lié à [un radier](#) car c'est la seule structure qui s'étend sous tout l'ouvrage. Sur des semelles, on applique quelquefois une couche de goudron bitumineux sur la partie supérieure des fondations afin d'éviter les problèmes d'humidité.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience de mettre en application les connaissances requises durant notre cycle de formation.

Il a une grande importance qui nous met en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tels que la résistance, la durabilité et l'économie.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, **plusieurs dispositions** de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions a été tirées, à savoir :

- ✓ L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles) ;
- ✓ Le voile V_{xy} donne une bonne résistance à la structure en s'opposant à la torsion et en diminuant la période de vibration ;
- ✓ L'emplacement des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations ; ils peuvent engendrer des modes de torsions non négligeables ;
- ✓ La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux (assurer leurs continuités et le maintien de la structure) ;
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales, est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- ✓ La vérification de la condition P- Δ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux ;

- ✓ Pour les fondations on a opté pour un radier général avec un débord de 1.8 m afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (contrainte admissible 1.08 bar) et pour éviter dans ce dernier des tassements différentiels éventuels.

Outre le critère de **résistance**, on doit lui associer celui de l'**économie** en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la **modélisation de la structure** constitue une étape décisive qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

[1]. DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ;
C.G.S ; Alger

[2]. Jean-Pierre Mougin, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés.
(deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris

[3]. DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
(C.B.A93).

[4]. DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU;
1989

[5]. « Séisme de Zemmouri du 21 Mai 2003, Rapport préliminaire », CGS, juillet
2003.

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études (HARRAOUNINE Boudjemàa et MACHTER Rachid).

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 14
- ✓ SOCOTEC
- ✓ Autocade 2013.

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

ANNEXE I

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE II

Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension
 $Lx * Ly$**

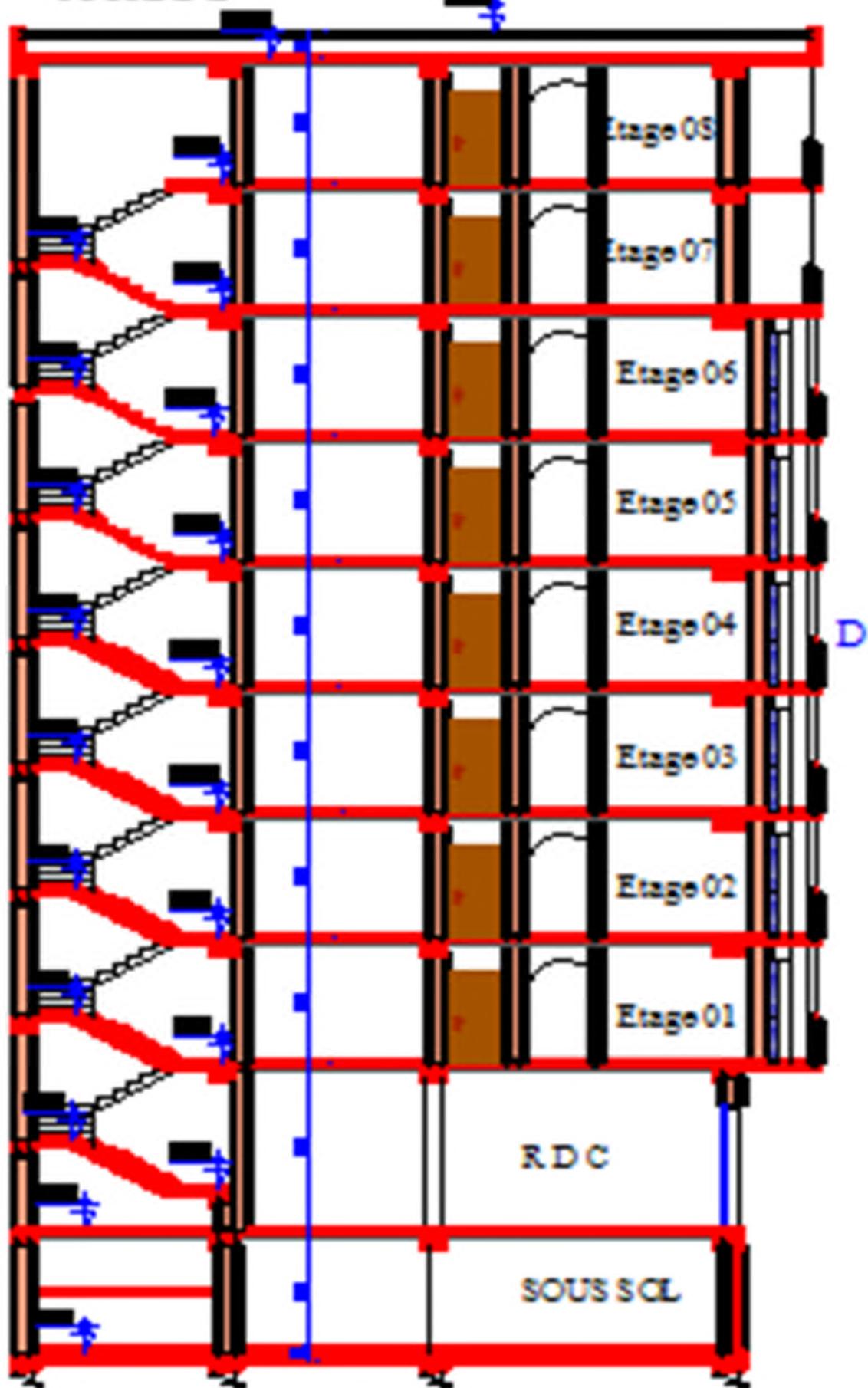
Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

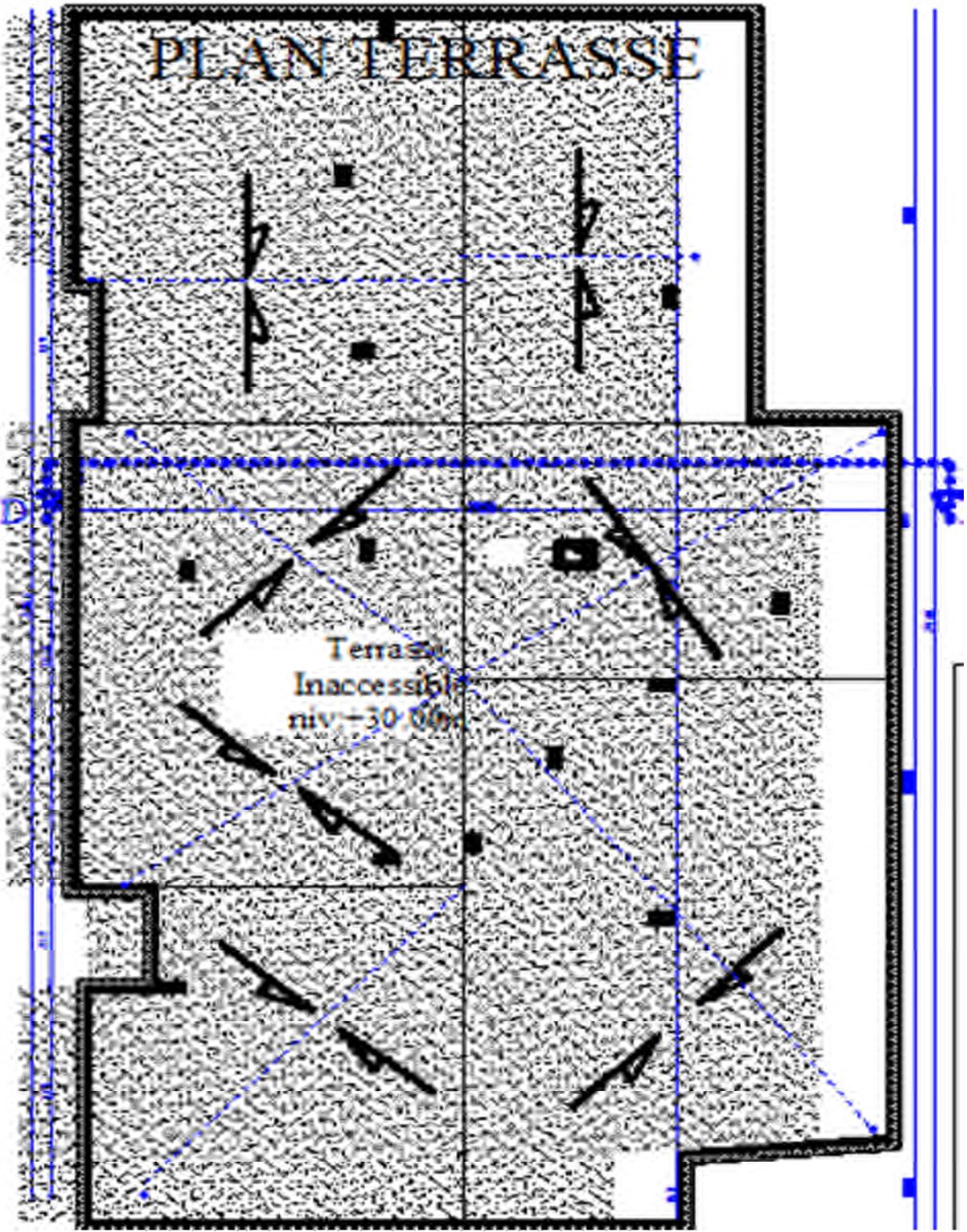
		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

ANNEXE III

COUPE D-D



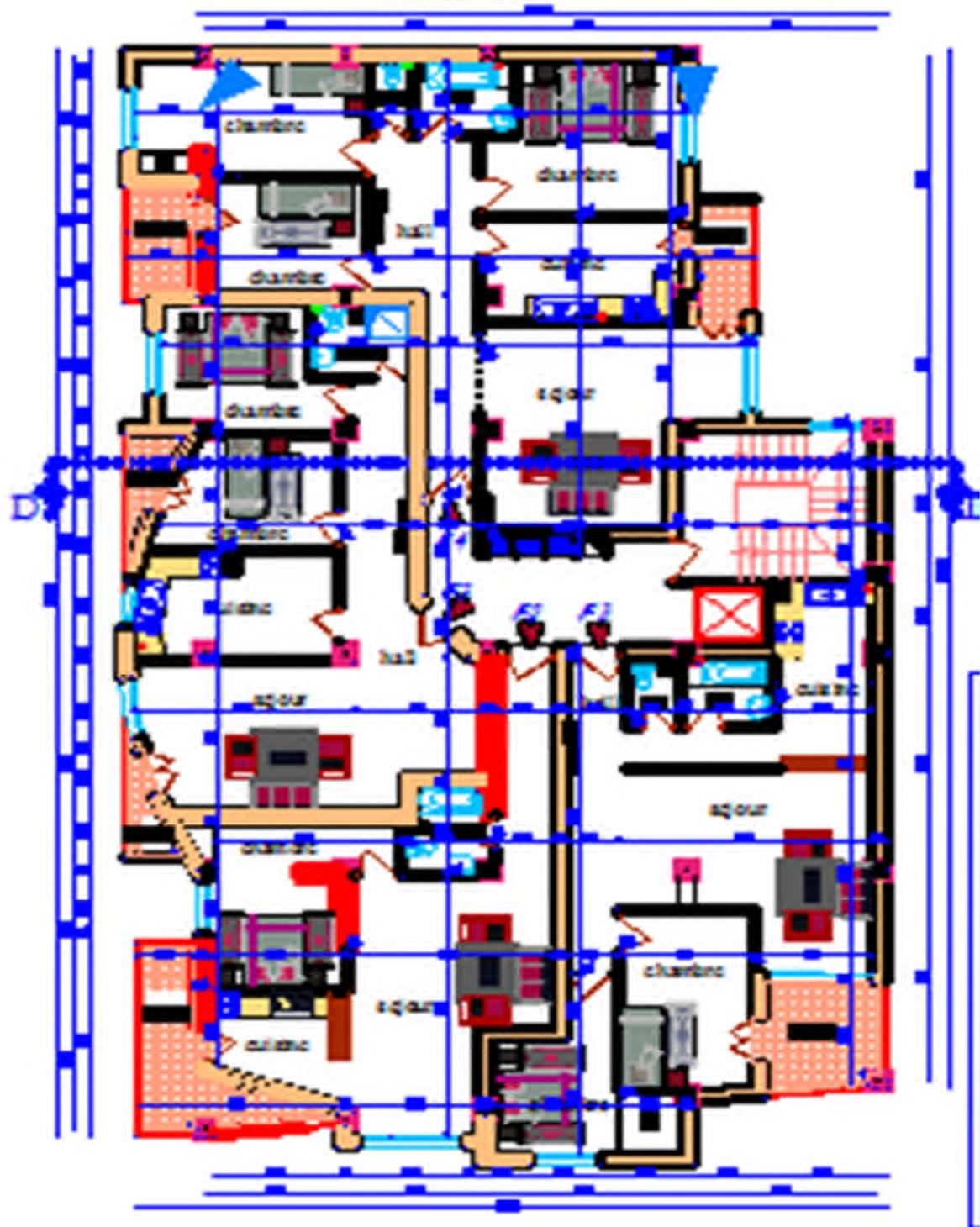
PLAN TERRASSE



Terrasse
Inaccessible
niv -30.00

PLANETAGES

01a 08



PLAN RDC

