

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique*

*Université A. Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL*

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+2entre sol+soupenne) à
usage multiple (habitation et parking) contreventé
par un système mixte (Voiles-Portiques).*

Présenté par :

HABI NOURREDDINE
AGGAZ SAMIR

Encadré par :

Madame AREZKI-S

Jury :

Madame Sellami
M^r Boukellouda

Promotion 2016-2017

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir accordé le pouvoir d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promotrice Mme AREZKI, de nous avoir suivi et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tout le Personnel du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes très chers parents qui m'ont aidé et soutenu jusqu'à la fin de mes études.*
- ❖ *Mes très chers frères Rachid , Mouh, Aziz et sa femme Sarah et sa petite ange « thaninoucheth » ,Malik*
- ❖ *A tous mes amis(es), surtout mon binôme Samir ,mon cher ami Toufik, Ali, Chikss, Hilal, Lekhaire, Khaled Kali moh et Wissam ,Tassadit et surtout la Chambre G507*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de notre travail.*

H.Nourredine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A la mémoire de mon très cher Père .*
- ❖ *A ma très chère Maman*
- ❖ *A mes très chers frères Nabil et Mohand*
- ❖ *A ma très chère sœur Hanane*
- ❖ *A toute la famille Aggaz*
- ❖ *A tous mes amis(es), surtout mon binôme Wahvi , Nassim , Rabah , Mourad , Samir , Djamel , Ali , Chawqi , Lyes , Hamza , Tarik
Et mon petit ange Smail*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de notre travail.*

A. Samir

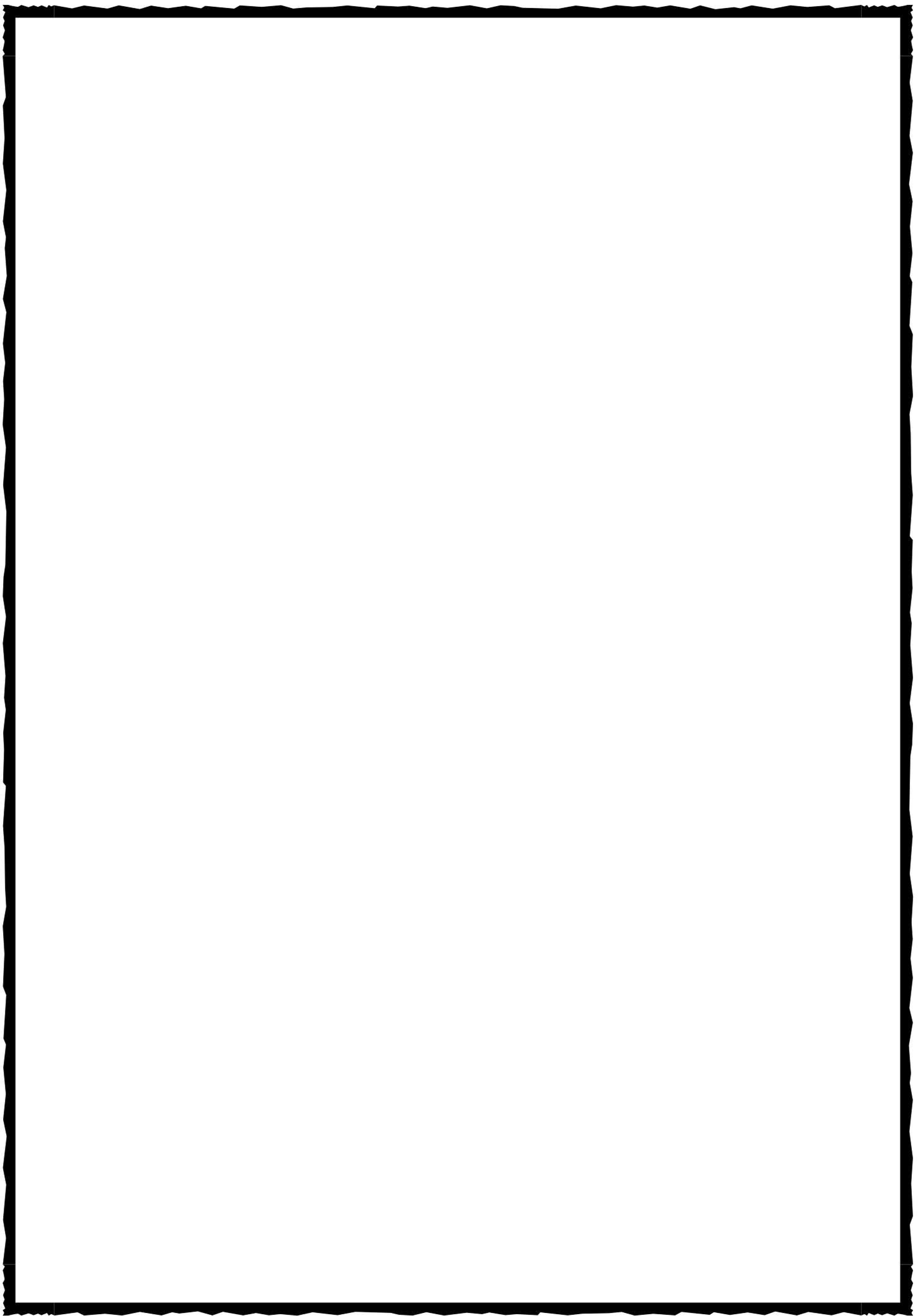


Table des tableaux

Tableau I-1: Caractéristiques des Aciers	8
Tableau II-1: Vérification de RPA	14
Tableau II.2: Évaluations des charges du plancher terrasse accessible	16
Tableau II.3: Évaluations des charges du plancher étage courant	16
Tableau II.4: Évaluations des charges et surcharge de la dalle pleine	17
Tableau II.5: Évaluations des charges du plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.6: Évaluations des charges et surcharge du palier	18
Tableau II.7: Évaluations des charges et surcharge de la volée	19
Tableau II.8: Évaluations des charges et surcharge du mur en double cloison	19
Tableau II.9: Évaluation des charges et surcharge du mur en simple cloison	20
Tableau II-10: Coefficients de dégression des surcharges	22
Tableau II.11 : Descente de charges revenant au poteau (cage d'escalier)	23
Tableau II.12 : Descente de charges revenant au poteau (b)	25
Tableau. II.13: Vérification des poteaux à la compression simple	27
Tableau. II.14: Vérification des poteaux au flambement	28
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.	31
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	34
Tableau III.3 : Récapitulatif des moments en travée et en appuis et d'efforts tranchants des différents des poutrelles existants	36
Tableau III.4 : Vérification des états limites de déformation	45
Tableau III.5 : Récapitulation du ferrailage des différents étages	46
Tableau. III.6 : Schéma de ferrailage de poutrelles	46
Tableau.III.7.ferrailage de la dalle sur 04 appuis.	50
Tableau.III.8: la vérification de la condition de non fragilité.	50
Tableau.III.9 : Les vérifications des contraintes dans le béton.	51
Tableau .III.10 : Calcul de la flèche de la dalle pleine (souple)	52
Tableau.III.11: Ferrailage de la dalle sur 04 appuis.	54
Tableau.III.12: Vérification de la condition de non fragilité	54
Tableau.III.13 : Vérifications des contraintes dans le béton	55
Tableau.III.14: Ferrailage de panneau sur 02 appui(type2).	57
Tableau.III.15: Ferrailage de la dalle sur 04 appuis	59
Tableau.III.16: Vérification de la condition de non fragilité.	59
Tableau.III.17 : Vérifications des contraintes dans le béton	60
Tableau III.18 : Vérification de la flèche des types (1 ^{er} type, la dalle de parking)	61
Tableau III.19 : Sollicitation à l'ELS.	72
Tableau III.20 : Vérifications des contraintes	73
Tableau III.21 : Ferrailage	78
Tableau III.22 : Ferrailage en travée	89
Tableau III.23 : Ferrailage en appuis	89
Tableau III.24 : Vérification de la condition de non fragilité	90
Tableau III.25 : Vérification à l'effort tranchant	90
Tableau III.26 : Vérification de la flèche	91
Tableau III.27: Ferrailage en travée	93
Tableau III.28 : Ferrailage en appuis	93
Tableau III.29 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS	97

Tableau IV.1 : Valeur de A .	103
Tableau IV.2 : Valeur de R.	103
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités Pq.	104
Tableau IV.4 : Valeurs de C_T -	105
Tableau IV.5 : Valeurs de T₁ et T₂.	105
Tableau IV.6 : périodes de vibration et taux de participation des masses.	108
Tableau IV.7 : vérification de l'interaction sous charges verticales.	111
Tableau IV.8 : vérification de l'interaction sous charges horizontales.	112
Tableau IV.9 : vérification de l'effort normal réduit.	112
Tableau IV.10 : vérification des déplacements relatifs.	113
Tableau IV.11 : vérification des effets de seconde ordre.	114
Tableau V.2.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	117
Tableau V.2.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux	118
Tableau V.2.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	120
Tableau V.2.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	121
Tableau V.2.5 : Justification de l'effort normal ultime	123
Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes dans le béton	124
Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes tangentiéles	124
Tableau V.2.8 : Définition de la zone nodale	125
Tableau V.3.1 : Armatures longitudinales dans les poutres	129
Tableau V.3.2 : Vérification des contraintes tangentiéles.	131
Tableau V.3.3 : Vérification au cisaillement	131
Tableau V.3.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton..	132
Tableau V.3.5 : Vérification de la flèche des poutres	132
Tableau V.3.6 : Moments résistants dans les poteaux. .	133
Tableau V.3.7 : Moments résistants dans les poutres	133
Tableau V.3.8 : Vérification des zones nodales selon le sens principal	134
Tableau V.4.1 : Sollicitation des deux entre sol et le rdc pour le voile V_{x1}	138
Tableau V.4.2 : ferrailage du voile V_{x1}.	140
Tableau V.4.3 : ferrailage du voile V_{x2}.	141
Tableau V.4.4 : ferrailage du voile V_{x3}	141
Tableau V.4.5 : ferrailage du voile V_{y1} et V_{y2}	142
Tableau V.4.6 : ferrailage du voile V_{y3} et V_{y4}	143
Tableau VI.1 : ferrailage de radier	152
Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).	153
Tableau VI.3 : Résumé des résultats (ferrailage de la nervure).	154
Tableau VI.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).	154
Tableau VI.5 : Section d'armature du débord	155
Tableau VI.6 : Vérifications des contraintes à l'ELS	156
Tableau VI.7 : Section d'armature du débord à l'ELS	156
Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure (sens X-X à ELU)	158
Tableau VI.9 : Sollicitations de la nervure (sens X-X à ELS)	158
Tableau VI.10 : Sollicitations de la nervure (sens Y-Y à ELU)	159
Tableau VI.11: Sollicitations de la nervure (sens Y-Y à ELS)	159
Tableau VI.12 : résultats de ferrailage des nervures	160
Tableau VI.13 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	160
Tableau VI.14 : Résumé des résultats (ferrailage de la nervure)	161
Tableau VI.15 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	161

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile périphérique	165
Tableau VI.17. Vérifications des contraintes à l'ELS	167

La table des figures

Figure I.1 schéma descriptif de doubles cloisons	2
Figure I.2 Diagramme réel à l'ELU	6
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton	7
Figure I.4 Diagramme de contrainte à l'ELS	7
Figure I.5 Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier	8
Figure II. 1 : Dispositions des poutrelles RDC +étage courant	11
Figure II 2: Dispositions des poutrelles (souple)	12
Figure II 3: Coupe d'un plancher en corps creux (20+4)	12
Figure II 4: Section d'une poutre	12
Figure II.5 : Les dimensions à respecter pour les poutres	13
Figure II.6: Section d'une poutre principale	14
Figure II.7 : Coupe d'un voile en élévation	15
Figure II.8: Coupe du balcon en dalle pleine	17
Figure II.9: Coupe de la dalle pleine terrasse inaccessible	18
Figure II .10: schéma statique de l'acrotère	19
Figure II-11 : mur en double cloison	19
Figure II-12 : Mur en simple cloison	20
Figure II-13 :Coefficients de dégression des surcharges.	22
Figure.III. 1 : disposition de poutrelle	31
Figure.III.2 : schéma statique de la poutre.	33
Figure.III.3. : schéma du 2 ^{ème} type de poutrelles	34
Figure.III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	47
Figure.III.5.schéma de la dalle (souple)	53
Figure.III.6.schéma de la dalle (type1)	56
Figure.III.7. schéma de ferrailage de la dalle pleine type2	58
Figure.III.8.schéma de la dalle (type3)	62
Figure.III.9. : Coupe verticale de l'escalier	62
Figure III.10 : Schéma de chargement à l'ELU	65
Figure III.11 : Schéma de chargement à l'ELS.	72
Figure III.12 :Schéma de ferrailage de la cage d'escalier	76
Figure.III.13 : Ferrailage de la poutre palière	81
Figure .III.14 : schéma statique de la poutre noyer à l'ELU.	83
Figure .III.15 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.	83
Figure .III.16 : schéma statique de la poutre noyer à l'ELS.	86
Figure.III.17 : Ferrailage de la poutre noyer	87
Figure III.18. Schéma de la Cage d'ascenseur.	88
Figure III.19.Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur	92
Figure III.20 : Dimension de l'acrotère	96
Figure III.21:Schéma statique de l'acrotère	96
Figure.III.22 : Ferrailage de l'acrotère	101
Figure IV.1: Spectre de calcul EX.	107
Figure IV.2: Spectre de calcul EY.	107
Figure IV.3: Disposition des voiles adoptée.	108
Figure IV.4: Modes de déformation	110
Figure V.1 : Zone nodale	116
Figure. V.2. Section d'un poteau	123

Figure V .3: Schéma de ferrailage des poteaux	126
Figure. V.4. Dispositions constructives des portiques	128
Figure.V.5.Schéma de la Zone nodale	133
Figure V. 6.Schéma de ferrailage des poutres	135
Figure. V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	137
Figure V.8. Schéma des contraintes	139
Figure. V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx1	144
Figure.-VI-1 : Semelle isolée	145
Figure VI.2. Semelle filante	146
Figure VI-3: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée	148
Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis	151
Figure . VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle de radier	154
Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord	155
Figure . VI. 7 : Schéma statique équivalente selon x – x	158
Figure VI. 8 : Schéma statique équivalente selon Y – Y	158
Figure VI.9. : Section à ferrailer	160
Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x – x	162
Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y – y	163
Figure. VI.12 :Répartition des contraintes sur le voile.	164
Figure. VI.13 :Schéma de ferrailage de voile périphérique.	168

Symboles Et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

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_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

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_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

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.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

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.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

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.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Conclusion	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	11
II.2. Les planchers	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres	12
II.4. Pré dimensionnement des voiles	14
II.5. Evaluation des charges et des surcharges	16
II.6. Descente de charge	20
II.7. Vérification des poteaux	26
II.8. Conclusion	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Les Planchers	30
III.2. Etudes des dalles pleines	47
III.3. Les Escaliers	62
III.4 Calcul des poutres palières	76
III.5 Calcul des poutres de chaînage noyées	82
III.6. Etude de l'ascenseur	88
III.7. Calcul de l'acrotère	96

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction	102
IV.2. Modélisation	102
IV.3. Méthodes de calcul	102
IV.4. Analyse dynamique	107
IV.5. vérification vis -vis de la RPA99/version2003	115

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction116

V.2. Étude des poteaux116

V.3. Les poutres126

V.4. Les voiles136

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....145

VI.2. Les fondations145

VI.3. Voiles périphériques163

Conclusion 169

Bibliographie

Annexes

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche. Il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL91) et de règlement parasismique algérien (RPA2003), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP2000, ROBOT...permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième partie qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment R+8 avec deux entre sol a usage d'habitation+ parking). Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « SAP2000/14 » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

I) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en étude et calcul d'un bâtiment à usage multiple (**R+8+2sous-sol**) qui sera implanté à Béjaïa classée selon **RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

Longueur totale :	18,75m.
Largeur totale :	17,45 m.
Hauteur de rez-de-chaussée :	03,50 m.
Hauteur d'étage courant :	02,80 m.
Hauteur totale :	32,10 m.
Hauteur de l'acrotère :	00,60 m.
Hauteur des sous sol:	02,85 m.

I.2) Donnée géotechnique du site :

D'après les résultats obtenus par bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes:

- Une contrainte de sol de 1.2 bar obtenu à partir d'une profondeur de 4.80 m
- Le sol est classé en catégorie S2 site ferme selon sa nature géotechnique

I-3) Éléments de l'ouvrage :**I-3.1 - Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres), leurs dispositions se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

a) Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

b) Portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

I-3.2- Planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment en corps creux.

Remarque :

Cage d'ascenseur, balcons et les paliers de l'escalier sont réalisés en dalle pleine .

I-3.3- Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Schéma descriptif de doubles cloisons :

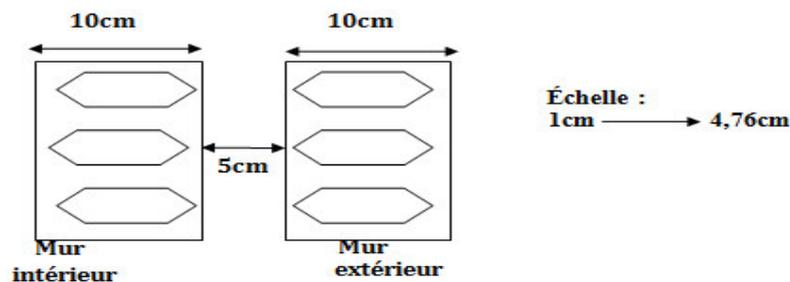


Figure I-1) Schéma descriptif de doubles cloisons

I-3.4- Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

I-3.5- Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. et un escalier classique en béton armé (paliers et paillasse), coulé sur place.

1. Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I-3.6- Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et les poteaux de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les poutres.

I-4) Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I-4-1) Béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite *eau de gâchage*, Un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle à la compression.

A. Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

B. Résistance du béton :**B-a) Résistance du béton à la compression:**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de section 200cm^2 de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée 16×32), elle est notée f_{c28} .

- | | | |
|--|---|-----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> ☞ A 7 J le béton atteint 50% de sa résistance. ☞ A 14 J → 80%. ☞ A 21 J → 90%. ☞ A 28 J → 99% | } | Avec les conditions idéales |
|--|---|-----------------------------|

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge ≤ 28 sa résistance est calculée comme suit :

$$\text{D'après le (BAEL91/Art2.1,2 2)} \cdot \begin{cases} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour cette étude $f_{c28}=25$ MPa.

B-b-Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par (f_{ij}), Elle est déterminée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa), \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$$

B-c-Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de déformation longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le BAEL91 :

➤ Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } (E_{ij} f_{cj}) \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,2 1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Leftrightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

➤ Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = (1/3) E_{ij} \quad \text{avec } (E_{vj} f_{cj}) \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,2 2})$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Leftrightarrow E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

B-d-Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

C-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

D-Les contraintes limites de calcul :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou à un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, On distingue deux catégories d'état limites :

E-1-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspondant à l'état limite ultime s'écrit :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \left\{ \begin{array}{l} \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h)} \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

E-2 -Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \overline{f_{c28}}$

$\overline{f_{c28}} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

E-3-Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$; Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

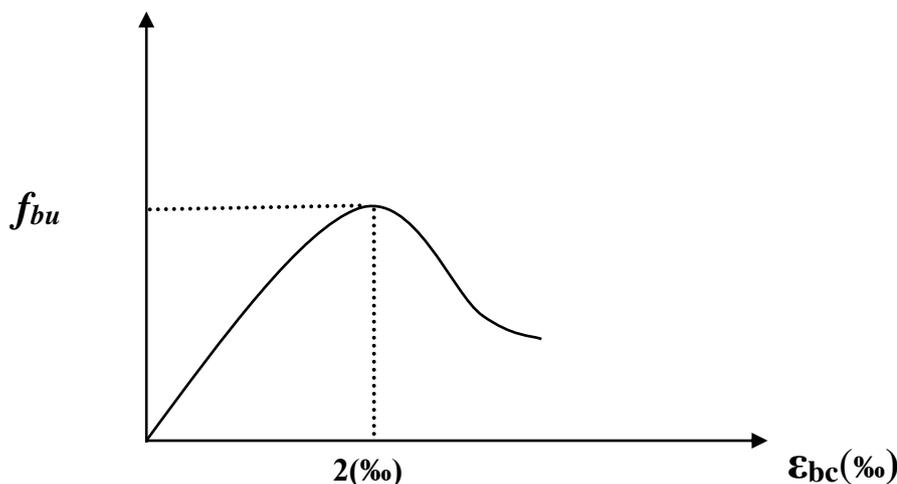
$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \overline{f_{c28}}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$, pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \overline{f_{c28}}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$, pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable

F-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :**1) à l'état limite ultime(ELU) :**

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰



FigI.2 Diagramme réel à l'ELU

Diagramme contrainte déformation du béton:

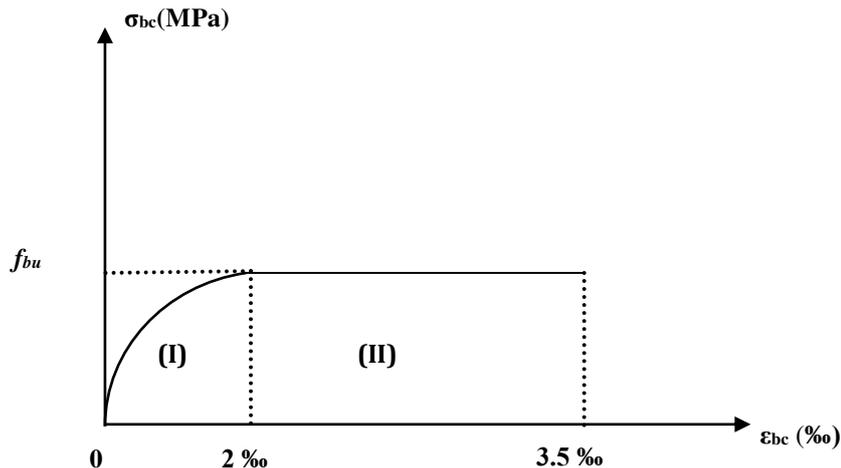


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation

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

(I) : Etat élastique.

(II): palier de ductilité.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité).

2) à l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

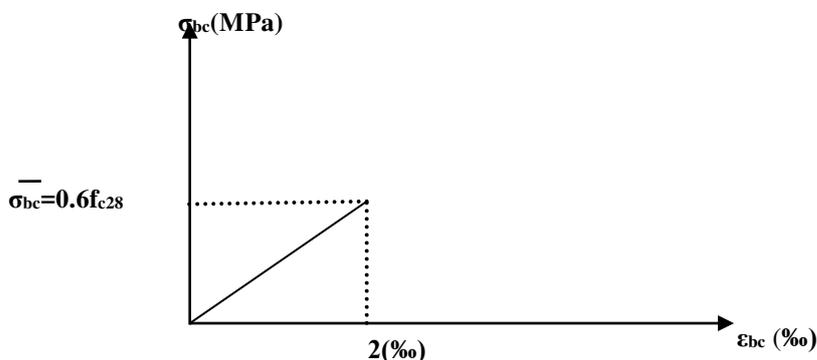


Fig I.4) Diagramme de contrainte à l'ELS

I-4.2) ACIERS :

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. La solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I-4.2-1) Limite d'élasticité :

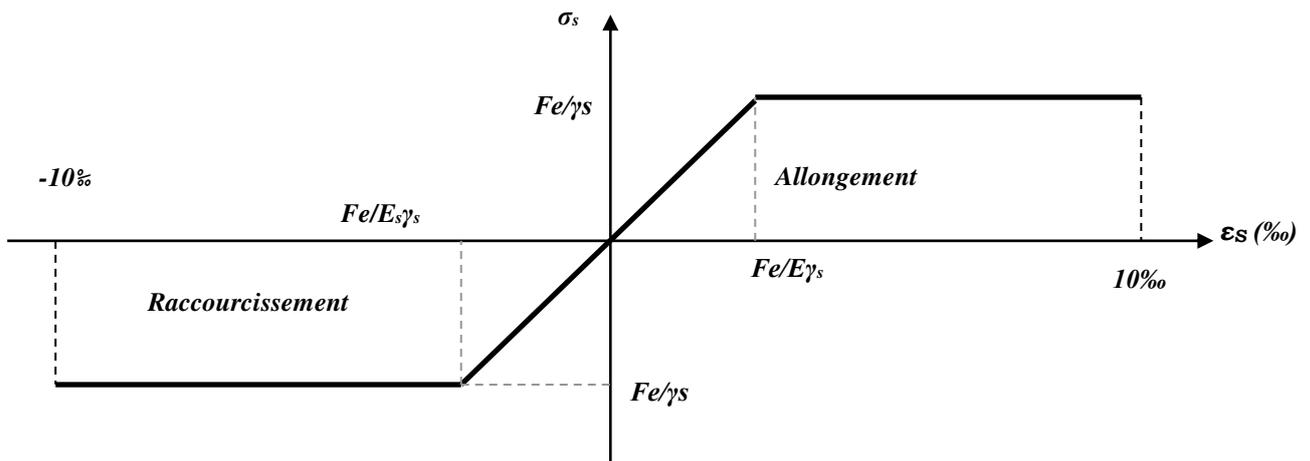
La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils tréfilés lisse	Ø>6mm	500	14	580

I-4.2-3)État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :



FigI.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-4.2-4) État Limite de Service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3f_c, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2f_c, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; & \text{pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

I-4.2-5) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I-5) HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I-5.1) État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

I-5.2)État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

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

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.6) CONCLUSION

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

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

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

II-1.introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-2. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment .Ils sont réalisés en corps creux (hourdis+ dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée et la continuité.

Les planches ont un rôle pour :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_f \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec : h_f : Hauteur du plancher.

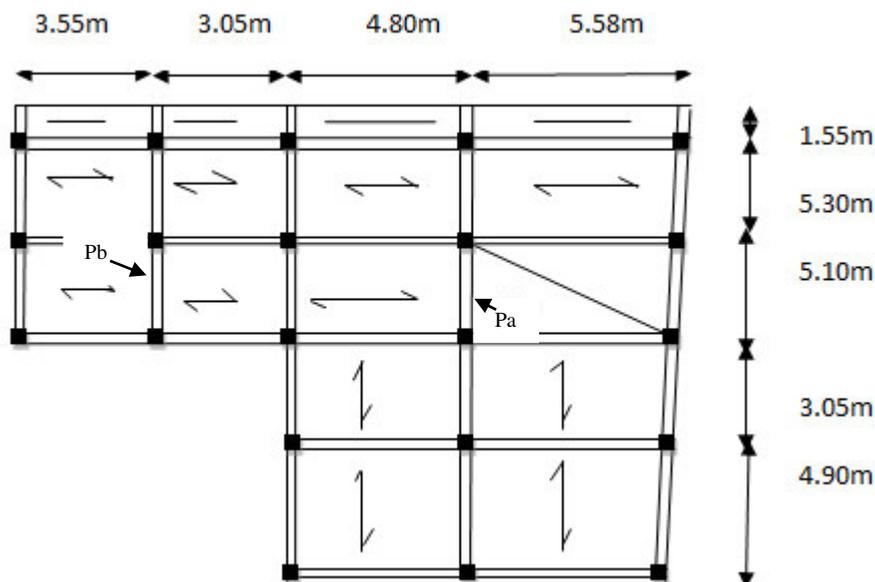


Figure .II.1 : Disposition des poutrelles étages courants

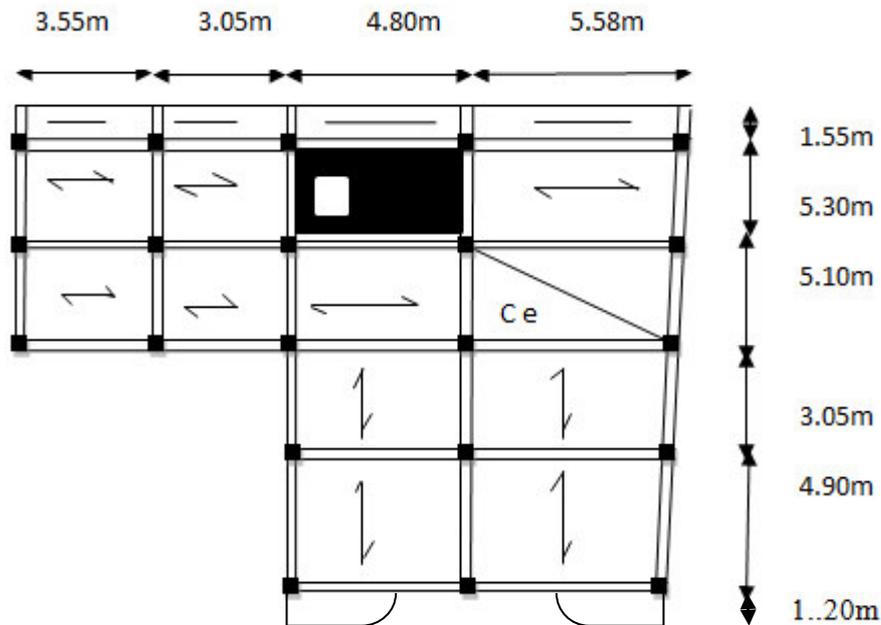


Figure .II.2 : Disposition des poutrelles (soutente)

$$L_{\max} = 558 - 30 = 528 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{528}{22,5} = 23.47 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 24 \text{ cm}$.

Donc on adopte un plancher de 25 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 5 cm.

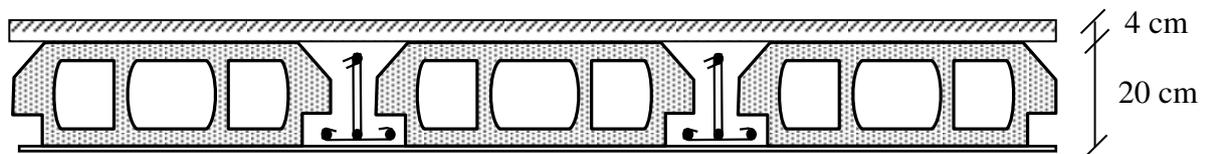


Fig II3 Coupe d'un plancher en corps creux(20+4)

II-3. Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

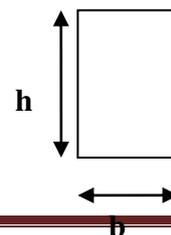


Fig. II-4)
Section d'une

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b : largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

a) Poutres :

Pour la hauteur h :

$$\frac{558-30}{15} \leq h \leq \frac{558-30}{10} \Rightarrow 35,20\text{cm} \leq h \leq 52,8\text{cm}$$

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

Pour la largeur b :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Pour des raisons de sécurité on prend : $b = 30\text{cm}$

c) Vérification au coffrage selon RPA99 mod 2003/ Art7.5.1 (Zone de moyenne sismicité II.a :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (Art7.5.1/RPA99 version2003)

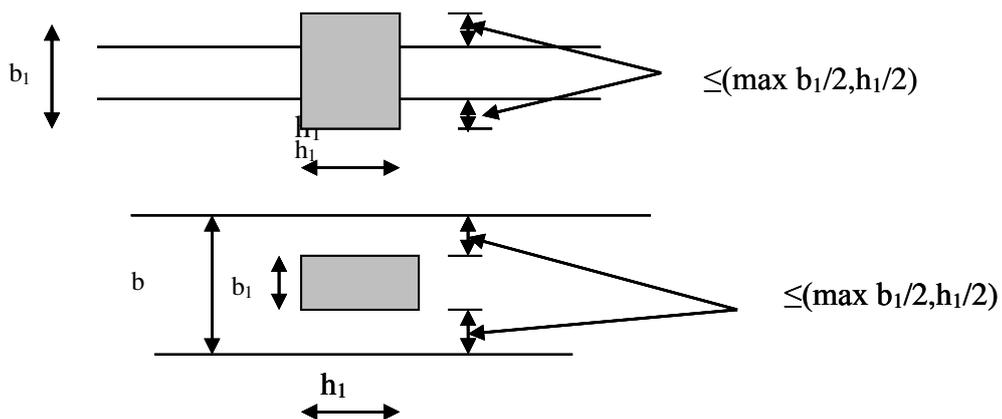
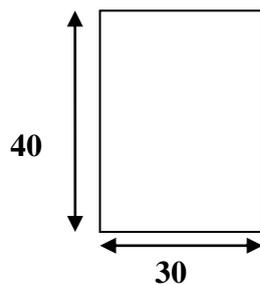


Figure II.5 : Les dimensions à respecter pour les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

Conditions	Poutres	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	OK
$h/b \leq 4$	1,33	OK
$b_{\max} \leq 1.5h+b$	$1.5(40) + 30 = 90\text{cm}$	OK

Tableau II-1) Vérification de RPA :

**Conclusion :**

Les conditions de RPA 99 version 2003 et de BAEL 91 sont vérifiées. Finalement on prend :

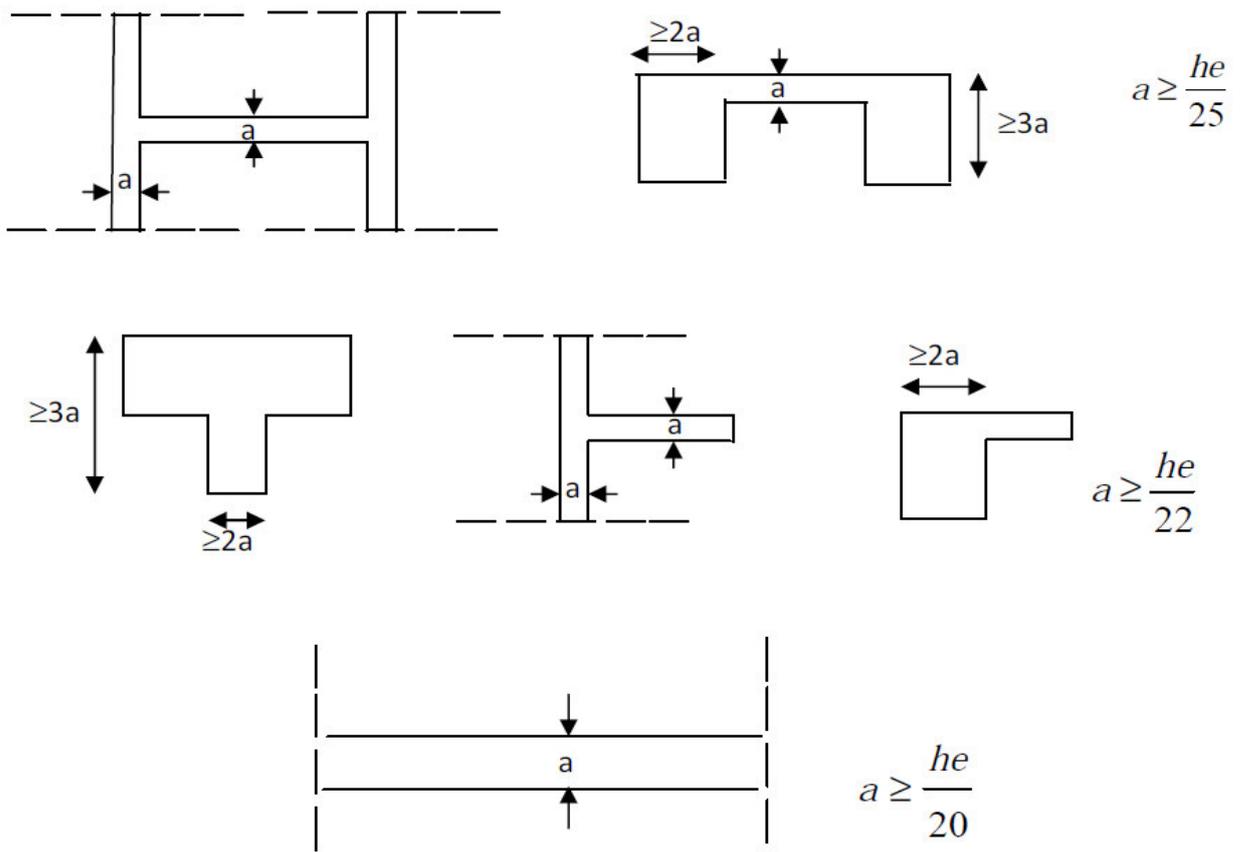
La section des poutres est : (30x40) cm².

II-4. Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):**II-4.1) Définition:**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

II-4.2) Pré dimensionnement:

Selon le (RPA99 version 2003) les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :



On a donc :

$$h_e = h - h_t$$

Tel que: h_t : épaisseur de la dalle.

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

RDC: $h_e = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{325}{20} = 16,25 \text{ cm} \quad ,$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

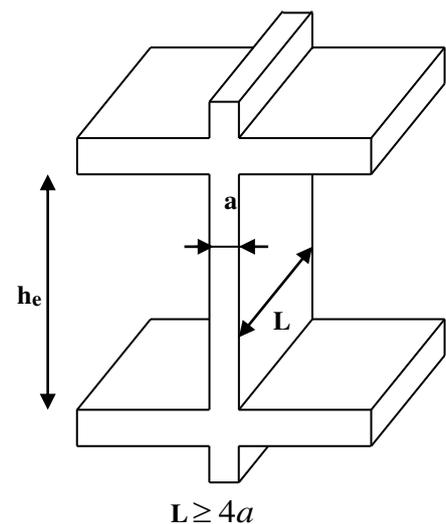


Figure II.5 :
Coupe d'un voile en élévation

Pour l'étage courant : $h_e = 280 - 25 = 255 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75 \text{ cm}$$

On prend $a = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1 m donc la condition $L \geq 4a$ est vérifiée.

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement

II-5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :**II-5.1. Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho e$

ρ : poids volumique

e : Epaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

➤ **Plancher :****a. Plancher terrasse accessible****Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Forme de pente en béton	0,1	22	2.2
3	Mortier du ciment	0,02	20	0,40
4	Lit de Sable	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux (20+4)	0,24	/	3.2
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G_{Total}(KN/m²)				6.76

b. Plancher étage courant**Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher étage courant**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de sable	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,24	/	3.2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0.10	9	0,90
G_{Total} (KN/m²)				5,36

Dalles pleines :

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

Critère de résistance :

- $e > l_x/20$ Dalle sur un seul appui
 - $l_x/35 < e < l_x/30$ Dalle sur 2 appuis
 - $l_x/45 < e < l_x/40$ Dalle sur 3 appuis
- l_x : Est la petite portée du panneau le sollicité
 l_y : Est la grand portée de la dalle

Résistance au feu :

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

➤ **Les balcons de la soupenite**

Dalle pleine sur 2 appuis :

Appuis : $l_x = 120$ cm , $l_y = 334$ cm

$120/35 < e < 120/30$ implique $3.43 < e < 4$

Est égale à $e = 3.5$ cm

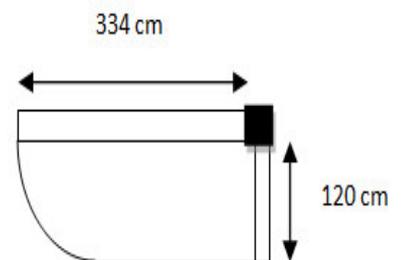


Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharge de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0,20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	0,20	0,40
3	Sable de pose	0.02	0,18	0,36
4	Dalle pleine en B.A	0.14	0,25	3.5
5	Enduit de ciment	0.015	0,18	0,27
G Total (KN/m²)				4.93

Les dalles pleines :

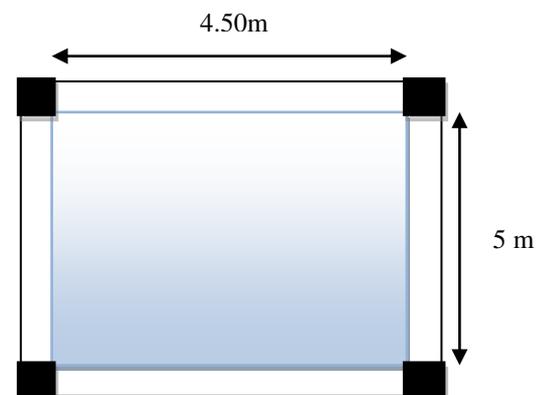
Dalle sur 4 appuis :

Critère de résistance :

Appuis : $l_x = 450$ cm , $l_y = 500$ cm

$450/45 < e < 500/40$ implique $10 < e < 12.50$ (cm)

Est égale à $e = 12$ cm



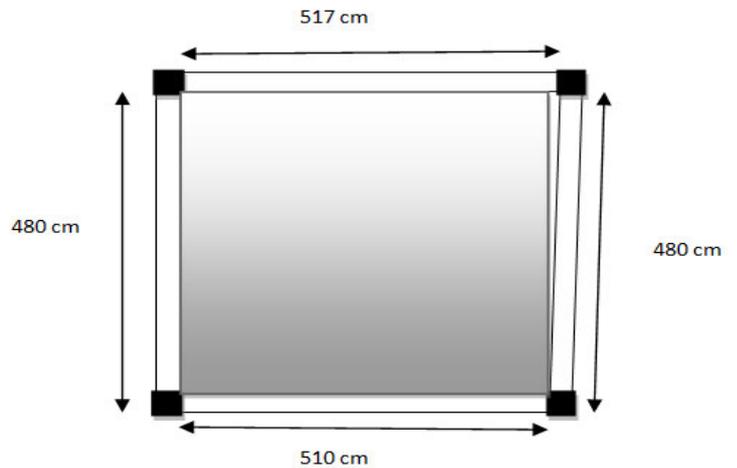
Dalle pleine sur 4 appuis :

$$l_x = 480 \text{ cm}, l_y = 517 \text{ cm}$$

$$480/45 < e < 517/40 \text{ (cm)}$$

$$10.67 < e < 12.93 \text{ (cm)}$$

Est égale à $e = 12 \text{ cm}$



Les dalles pleines sont utilisées dans les balcons, la cage d'escalier de l'ascenseur.

Les épaisseurs obtenus par de résistance à la flexion sont très faible alors le pré-dimensionnement se fera suivant la condition de coup de feu

$e > 11 \text{ cm}$ donc $e_{dp} = 14 \text{ cm}$

Tableau II.5.Évaluations des charges du plancher terrasse in accessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Dalle pleine	0,14	25	3,5
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G Total (KN/m²)				7.03

➤ **Les escaliers**

➤ **1.Palier**

➤ **Tableau II.6.** Évaluations des charges et surcharge du palier

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0,20	0,40
2	Mortier de pose	2	0,20	0,40
3	Sable de pose	2	0,18	0,36
4	Dalle pleine en B.A	14	0,25	3.5
5	Enduit de ciment	1,5	0,18	0,27
G Total (KN/m²)				4.93

➤ 2.volée

Tableau II.7. Évaluations des charges et surcharge de la volée :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de sable	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.17	25	4.21
5	Enduit de plâtre	0,026	10	0,24
6	Marche (h/2)	0.175/2	22	1.93
G Total (KN/m²)				7.55

➤ L'acrotère :

Calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0,6 \times 0,15) + (0,09 \times 0,15) + ((0,05 \times 0,15)/2)] \times 25$$

$$G = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

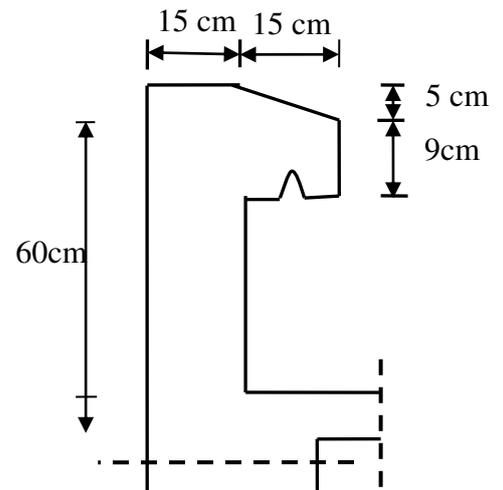


Fig. II.6 : schéma statique de l'acrotère

➤ Maçonnerie :

Murs extérieurs :

Tableau II.8. Evaluation des charges et surcharge du mur en double cloison :

N°	Désignation	Epaisseur	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit en plâtre	1,5	0,18	0,27
2	Briques creuses	10	/	0,90
3	Briques creuses	10	/	0,90
4	Enduit en plâtre	1,5	0,1	0,15
5	L'âme d'air	5	0	0
G Total (KN/m²)				2,22

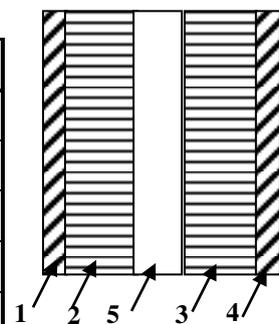


Fig-II-7
mur en double cloison

Murs intérieurs :

Tableau II.9. Evaluation des charges et surcharge du mur en simple cloison :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en	0,015	10	0,15
2	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
3	Briques creuses	0.1	/	0,90
G Total (KN/m²)				1,20

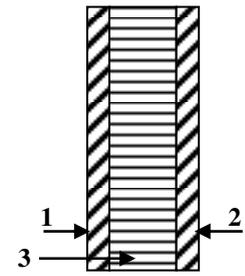


Fig-II-8
Mur en simple cloison

II-5-2-Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse : $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

II-5-2-1 Descente de charge :

A) Les poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ avec } N_s = G + Q$$

- N_s = effort normal, donnée par la descente de charge.
- S = section transversale du poteau.
- σ_{bc} = Contrainte limite service du béton en compression
- $\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Surface d'influence :

Sbrute=S1+S2+S3+S4

$S1 = 2.50 \times (2.62 + 2.59) / 2 = 6.55 \text{ m}^2$

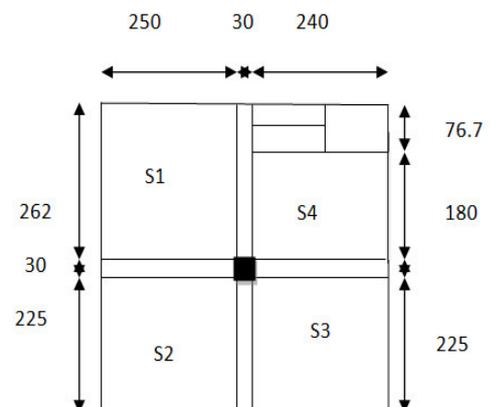
$S2 = 2.25 \times 2.50 = 5.625 \text{ m}^2$

$S3 = 2.25 \times 2.40 = 5.4 \text{ m}^2$

$S4 = 2.40 \times 1.80 = 4.32 \text{ m}^2$

$S5 = (0.767 / \cos(33.69) + 0.785 / \cos(33.69)) \times 1.35 / 2 = 1.26 \text{ m}^2$

B) Poids propre des éléments :



Plancher terrasse inaccessible :

$$G=(2.40 \times 2.25+(2.585+2.556) \times 2.40/2) \times 7.03=81.33\text{kN}$$

$$Q=(2.25 \times 2.40+(2.585+2.556) \times 2.40/2) \times 1=11.57\text{kN}$$

Plancher terrasse accessible :

$$G \times S = 6.76(6.55+5.625+5.4) = 118.81\text{kN}$$

$$Q=1.5 \times (6.55+5.625+5.4)+2.5 \times (1.8 \times 2.40+1.26)=40.31\text{kN}$$

Plancher (RDC+ étage courant):

$$G \times S = 5,36 \times 17.575 = 94.20\text{kN}$$

$$Q=1.5 \times 17.575+2.5 \times 5.58=40.31\text{kN}$$

Plancher sous -sol (1+2)

$$G=5(6.55+5.37)+5 \times \cos(11.86) \times 2.25 (2.5+2.40)=113.54\text{kN}$$

$$Q=4.55 \times (25.72)=117.03 \text{ kN}$$

E escalier

$$G=4.93(1.8 \times 2.4)+7.55(1.26)=30.81 \text{ kN}$$

-Poutres principales : $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1}$

$$(2.59+2.585) \times 0.30/2+2.25 = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4.84 = 14.51\text{kN}$$

-Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (2.50 + 2.40) = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4.90 = 14.70\text{kN}$

$$\text{Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 14.70+14.52=29.21\text{kN}$$

Poteaux :**1. Poids propre du poteau :**

$$P_{\text{pot}} = \rho \times S \times h$$

Poteau (40*40)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 2,80 = 11.20\text{KN}$$

Poteau (45*45)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2.80 = 14.175\text{KN}$$

Poteau (50*50)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 2.80 = 17,50\text{KN}$$

Poteau(55*55) (RDC)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.50 = 26.47\text{KN}$$

Poteau (55*55) (sous-sol)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 2.85 = 21.55\text{KN}$$

B) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse accessible

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant : à usage d'habitation

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

II-5-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des

surcharges sur toutes plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

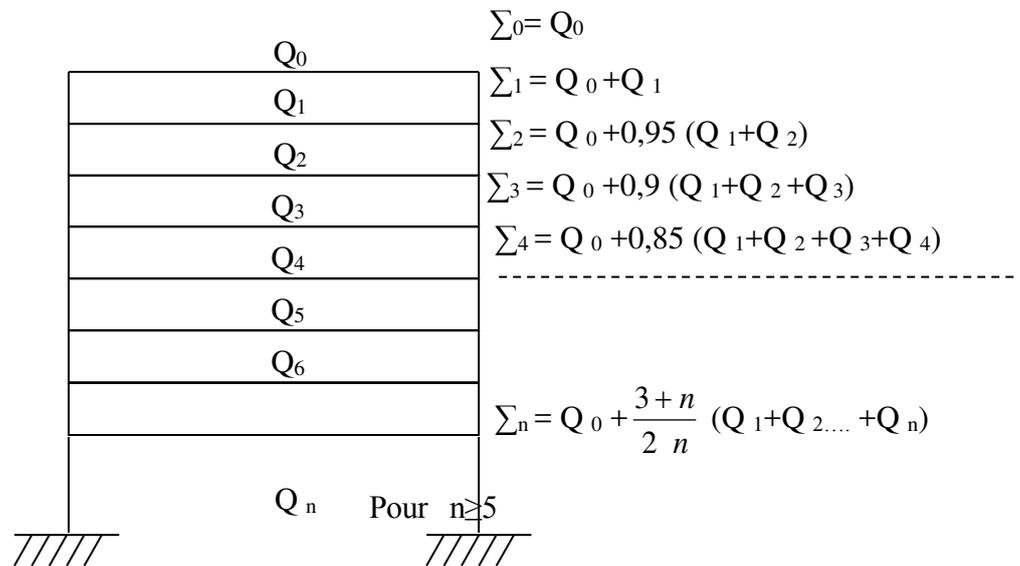


Figure II-14 : Coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II-10 : Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,67

- Calcul des surcharges d'exploitations revenant au poteau (cage d'escalier) selon la loi de dégression

$$S_0 = Q_0 = 11.57 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 11.57 + 40.31 = 51.88 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 11.57 + 0.95(40.31 * 2) = 88.16 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.57 + 0.90(40.31 * 3) = 120.41 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.57 + 0.85(40.31 * 4) = 148.62 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.57 + 0.80(40.31 * 5) = 172.81 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.57 + 0.75(40.31 * 6) = 192.96 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.57 + 0.71(40.31 * 7) = 212.90 \text{ KN}$$

$$S8 = Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.57 + 0.68(40.31 * 8) = 230.85 \text{ KN}$$

$$S9 = Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11.57 + 0.66(40.31 * 9) = 251.01 \text{ KN}$$

$$S10 = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11.57 + 0.65(40.31 * 10)$$

$$S10 = 273.58 \text{ KN}$$

$$S11 = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

$$S11 = 11.57 + 0.64(40.31 * 11) = 295.35 \text{ KN}$$

$$S12 = Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$$

$$S12 = 11.57 + 0.63(40.31 * 11 + 117.03) = 364.65 \text{ KN}$$

Tableau II.11 : Descente de charges revenant au poteau (cage d'escalier).

Niveaux	Eléments	G (KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
<i>N₀</i>	Poids de l'acrotère	19.40	133.64	11.57
	Plancher terrasse inaccessible	81.33		
	Poteau	11.2		
	Poutres	21.71		
<i>N₁</i>	<i>N₀</i>	133.64	323.67	50.80
	Plancher terrasse accessible	118.81		
	Poutres	29.21		
	Poteau	11.2		
Escalier	30.81			
<i>N₂</i>	<i>N₁</i>	323.67	489.09	88.16
	Plancher courant	94.20		
	Poutres	29.21		
	Poteau	11.2		
Escalier	30.81			
<i>N₃</i>	<i>N₂</i>	489.09	654.51	120.41
	Plancher courant	94.20		
	Poutres	29.21		
	Poteau	11.2		
Escalier	30.81			

N_4	N ₃ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	654.51 94.20 29.21 14.175 30.31	822.41	148.62
N_5	N ₄ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	822.41 94.20 29.21 14.175 30.31	990.3	172.81
N_6	N ₅ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	990.3 94.20 29.21 14.175 30.31	1158.20	192.96
N_7	N ₆ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	1158.2 94.20 29.21 17.50 30.31	1329.42	212.90
N_8	N ₇ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	1329.42 94.20 29.21 17.5 30.31	1500.64	230.85
N_9	N ₈ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	1500.64 94.20 29.21 17.5 30.31	1671.86	251.01
N_{10}	N ₉ Plancher RDC Poutres Poteau Escalier	1671.86 94.20 29.21 26.47 30.31	1852.05	273.58
N_{11}	N ₁₀ Plancher sous – sol 1 Poutres Poteau	1852.05 113.54 29.21 21.55	2016.35	295.35
N_{12}	N ₁₁ Plancher sous – sol 2 Poutres Poteau	2016.35 113.54 29.21 21.55	2180.65	364.65

$$N_u = 1,35 \times 2180,65 + 1,5 \times 364,65 = 3490,85 \text{ KN}$$

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

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 3490,85 = 3839,94 \text{ KN}$$

Poteau (b)

$$S_1=3.6875 \text{ m}^2$$

$$S_2=4.0625 \text{ m}^2$$

$$S_3=3.54 \text{ m}^2$$

$$S_4=3.9 \text{ m}^2$$

$$S_t=15.19 \text{ m}^2$$

Poids propres des poutres

$$P_t = p_p + p_s$$

$$P_t = 0.30 * 0.4 * (1.625 + 1.475) * 25 + 0.3 * 0.4 * (2.5$$

$$25$$

$$P_t = 19.71 \text{ KN}$$

1.475 m

0.30 m

1.625 m

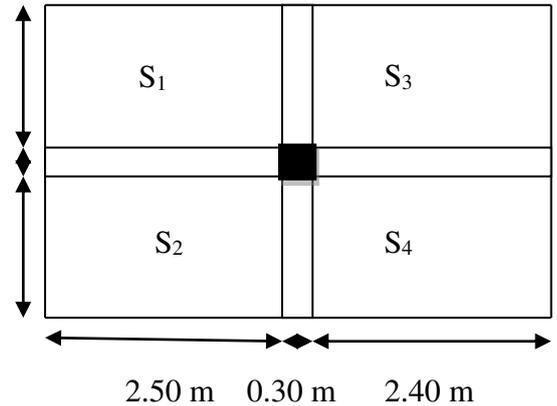


Tableau II.12 : Descente de charges revenant au poteau (b) :

Niveaux	Eléments	G (KN)	G _t (KN)	Q _t (KN)
<i>N₀</i>	Plancher terrasse accessible	102.68		
	Poutres	19.71	133.59	22.785
	Poteau	11.20		
<i>N₁</i>	<i>N₀</i>	133.59		
	Plancher courant	81.82		
	Poutres	19.71	245.91	45.57
<i>N₂</i>	Poteau	11.2		
	<i>N₁</i>	245.91		
	Plancher courant	81.82		
<i>N₃</i>	Poutres	19.71	358.75	66.08
	Poteau	11.2		
	<i>N₂</i>	358.57		
<i>N₄</i>	Plancher courant	81.82		
	Poutres	19.71	473.81	84.30
	Poteau	14.175		
<i>N₄</i>	<i>N₃</i>	473.81		
	Plancher courant	81.82		
	Poutres	19.17	588.88	100.25
	Poteau	14.175		

N_5	N ₄ Plancher courant Poutres Poteau	588.88 81.82 19.71 14.175	703.95	113.93
N_6	N ₅ Plancher courant Poutres Poteau	703.95 81.82 19.71 17.50	822.345	125.32
N_7	N ₆ Plancher courant Poutres Poteau	822.345 81.82 19.71 17.5	940.75	136.03
N_8	N ₇ Plancher courant Poutres Poteau	940.75 81.82 19.71 17.5	1059.15	146.74
N_9	N ₈ Plancher RDC Poutres Poteau	1059.15 81.82 19.71 26.47	1186.52	158.13
N_{10}	N ₉ Plancher sous – sol 1 Poutres Poteau	1186.52 75.95 19.71 21.55	1303.73	170.89
N_{11}	N ₁₀ Plancher sous – sol 2 Poutres Poteau	2016.35 75.95 19.71 21.55	1420.93	214.91

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

15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_U = 2240.62 \text{ kn}$

Donc $N_u = 1.15 \times 2240.62 = 2576.13 \text{ KN}$

$N_u = 1.1 \times 3490.85 = 3839.94 \text{ KN} > N_u = 1.15 \times 2240.62 = 2576.13 \text{ KN}$

Donc l'effort normal maximum $N_U = 3490.85 \text{ kn}$

$N_u = 1.1 \times 3490.85 = 3839.94 \text{ KN}$

II.5) vérification des poteaux :

- Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq (0.85 / \gamma_b) f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{(0.85 / \gamma_b) f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3839.94 \times 10^{-3}}{(0.85 / \gamma_b) f_{c28}} = 0.256 m^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 m^2$.

$B = 0.3025 \geq 0.256 m^2$. Condition vérifiée.

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

Tableau. II.13: Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
RDC et s sol	3839.94	55*55	0.3025	0.256	Vérifiée
Soupenite 1 ^{er} 2 ^{eme}	2633.53	50*50	0.25	0.176	Vérifiée
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	1853.03	45*45	0.2025	0.124	Vérifiée
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	1064.20	40*40	0.16	0.071	Vérifiée

▪ **Vérification au flambement**

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement 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'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

▪ **Vérification du poteau du sous-sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.85 = 1.995m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.63 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.63 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{1.995}{0.159} = 12.57 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.57}{35}\right)^2} = 0.829$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{3839.94 \times 10^{-3}}{0.829 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.211 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.2809 m^2$$

0.281 > 0.211 donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau. II.14. Vérification des poteaux au flambement :

Niveaux	Nu	Sections	Condition B > B calculé		observation
			B	B calculé	
RDC et s sol	3839.94	55*55	0.281	0.211	vérifiée
Soupenite 1 ^{er} 2 ^{eme}	2633.53	50*50	0.230	0.145	vérifiée
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	1853.03	45*45	0.185	0.103	Vérifiée
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	1064.20	40*40	0.144	0.060	Vérifiée

II.6) Conclusion:

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

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

III.1) Les planchers :

Un plancher est une air généralement plane réalise en béton armé, destinée à limiter les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe - feu.

Dans notre structure nous avons des planchers à surcharges modérées pour cela nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques.

III.1.1) disposition et pré dimensionnement des poutrelles :➤ **Disposition:**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

1. Le critère de la petite porté.
2. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ **Pré dimensionnement :**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$h = (20 + 4)cm.$$

* Hourdis de 20cm d'épaisseur et de 67cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 14cm d'épaisseur.

• **Détermination de la largeur de la table de compression**

h : Hauteur du plancher = 24cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance minimale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4; 0.6) \times h = (10; 15)cm$$

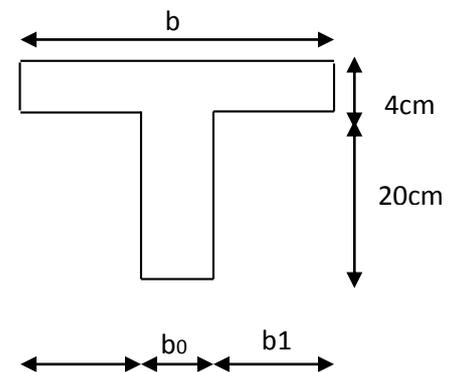
$$\text{Soit : } b_0 = 12cm$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{275}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(26.5; 27.5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26.5cm$$



$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

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

La disposition des poutrelles

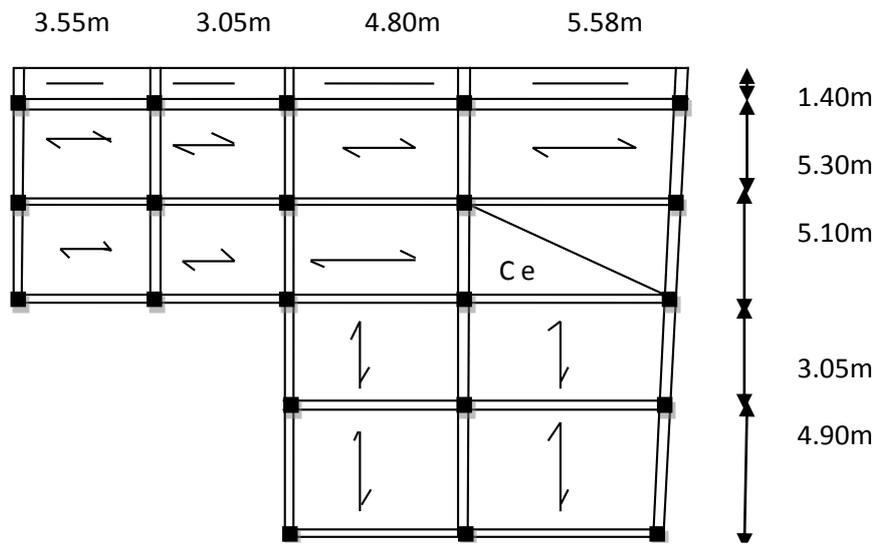


Figure III. 1 : Dispositions des poutrelle

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

III.1.2) Méthodes de calcul des poutrelles :

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

❖ La méthode forfaitaire

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

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

➤ Exposé de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ Principe de la méthode forfaitaire [BAEL 91]**✓ Les moments fléchissant**

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

permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

les conditions à vérifier.

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

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

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

➤ **Évaluation des efforts tranchants V_u :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin 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 plusieurs travées.

❖ **La méthode de Caquot**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

a) Application de la méthode

1. Évaluation des moments

- **Aux appuis**

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

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

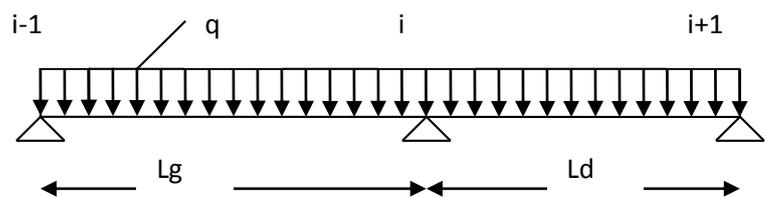


Fig III.2 : Schéma statique de la poutre.

- **En travée**

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U * x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_U * x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \quad \rightarrow \quad x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l * P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

Dans notre cas ,on applique dans notre cas la méthode caquot pour la détermination des sollicitations.

• **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2 : Charges sur les poutrelles :

Désignation	G (KN/m ²)	2/3 G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS		
				q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	2/3P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	6.76	4.51	1.50	11.38	7.39	5.42	8.26	5.40
Etages d'habitation	5.36	3.57	1.50	9.49	6.17	4.60	7.85	4.459

• **Calcul des sollicitations**

Pour le plancher étage courant :

Exemple : Poutrelle type 2 :

$P_u = 4.60 \text{ Kn / ml}$

$P_s = 3.30 \text{ Kn / ml}$

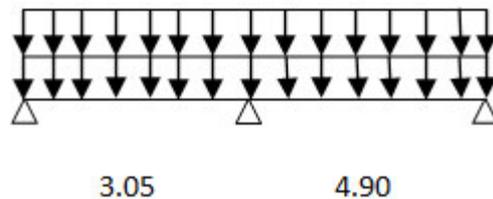


FIG.III.3. : SCHEMADU2^{EME}TYPEDEPOUTRELLES

▪ **Vérification des conditions de BAEL :**

1^{ere} condition :

➔ Plancher étage courant

$G = 5.36 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.36; 5) \text{ KN / m}^2$ Vérifiée.

2^{eme} condition :

Type 5 : $0.8 \leq \frac{3.05}{4.90} \leq 1.25$ NON vérifiée

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

• **Moments isostatiques**

À l'ELU

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{4.60 \times 3.05^2}{8} = 5.34 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{4.60 \times 4.90^2}{8} = 13.81 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 9.90 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_c = 0$$

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

Appuis intermédiaires :

$$M_A = M_c = 0$$

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

Calcul des longueurs fictives

$L = 0.8L$: travée intermédiaire

L : travée de rive

A l'ELU

$$M_i = -\frac{4.6 \times 3.05^3 + 4.6 \times 4.90^3}{8.5 \times (3.05 + 4.90)} = 9.94 \text{ kn.m}$$

A l'ELS

$$M_i = -\frac{3.30 \times 3.05^3 + 3.30 \times 4.90^3}{8.5 \times (3.05 + 4.90)} = 7.13 \text{ kn.m}$$

- **Moments en travées**

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

$$M_0(X) = \frac{p_u \times x}{2} (l - x)$$

$$X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{p_u \times l_i}$$

À l'ELU

Travée A-B

$$M(X) = 6.32 - 9.94 \times \left(\frac{0.996}{3.05}\right) = 3.05 \text{ kn.m}$$

$$M_0(X) = \frac{6.17 \times 0.996}{2} (3.05 - 0.996) = 6.32$$

$$X = \frac{3.05}{2} - \frac{0 - (-9.94)}{6.17 \times 3.05} = 0.996$$

Travée B-C :

$$M(X) = 18.19 - 9.94 \times \left(1 - \frac{2.779}{4.90}\right) = 13.88 \text{ kn.m}$$

$$M_0(X) = \frac{6.17 \times 2.779}{2} (4.90 - 2.779) = 18.19$$

$$X = \frac{4.90}{2} - \frac{(-9.94) - 0}{6.17 \times 4.90} = 2.779$$

À L'ELS

Travée A-B

$$M(X) = 4.569 - 7.13 \times \left(\frac{1}{3.05} \right) = 2.23 \text{ kn.m}$$

$$M_0(X) = \frac{4.459 \times 1}{2} (3.05 - 1) = 4.569$$

$$X = \frac{3.05}{2} - \frac{0 - (-7.13)}{4.459 \times 3.05} = 1$$

Travée B-C :

$$M(X) = 13.14 - 7.13 \times \left(\frac{2.779}{4.90} \right) = 10.05 \text{ kn.m}$$

$$M_0(X) = \frac{4.459 \times 2.779}{2} (4.90 - 2.779) = 13.14 \text{ kn.m}$$

$$X = \frac{4.90}{2} - \frac{(-7.13) - 0}{4.459 \times 4.90} = 2.779 \text{ m}$$

- **Les efforts tranchants**

À L'ELU

Travée A-B :

$$V_0 = \pm \frac{q_u l_i}{2} : V_A = v_0 - \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i} = 6.145 \text{ KN} : V_B = -17.13 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 17.13 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.79 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau III.3 : récapitulatif des moments en travée et aux appuis et d'efforts tranchants des différents des poutrelles existants :

Terrasse accessible							
Types de poutrelle	L' ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt	Ma.int	Ma.riv	Mt	Ma.int	Ma.riv	
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	

2	16.72	-11.70	-2.44	12.172	-8.43	-1.76	20.50
3	16.13	-11.03	-2.34	11.741	-7.95	-1.68	20.04
4	21.27	-15.45	-3.12	15.48	-11.13	-2.25	23.30
5	26.54	-21.19	-3.26	19.01	-14.97	-3.04	29.87
Etage courant							
Types de poutrelle	L' ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt	Ma.int	Ma.riv	Mt	Ma.int	Ma.riv	
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
1	7.43	-5.83	-1.46	5.38	-4.12	-1.05	12.59
2	13.87	-9.94	-2.77	10.06	-7.13	-2.01	17.13
3	13.39	-9.35	-2.66	9.71	-6.71	-1.93	16.75
4	17.64	-13.11	-3.56	12.79	-9.40	-2.58	19.47
5	22.87	-18.84	-3.60	16.29	-13.23	-2.60	26.02
6	23.74	/	-3.56	17.17	/	-2.57	17.11

III.1.4) FERRAILLAGE

➤ Ferrailage longitudinale

Le ferrailage se fait en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables

- Exemple illustratif
 - Plancher étage courant :

À ELU:

$$M_{t_{\max}} = 22.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{int}}}^a = 18.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{rive}}}^a = 3.60 \text{ KN.m}$$

$$V = 26.02 \text{ KN}$$

- En travée

Moment équilibré par la table de compression

$$b = 65 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{Tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$M_{Tu} = 73.84 \text{KN.m} \geq M_t = 22.87 \text{KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.87 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.22^2 \cdot 14.2} = 0.051 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0.051) \leq \mu_l (= 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.214 \text{m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{22.87 \cdot 10^{-3}}{0.214 \cdot 348} = 3.07 \text{cm}^2$$

On adopte $A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

▪ En appuis

Au niveau des appuis le moment est négatif donc la table de compression est tendue, le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$).

1. Appuis intermédiaires

$$\mu_{bu} = \frac{M^a_{\text{int}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.84 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.22^2 \cdot 14.2} = 0.228 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0.228) \leq \mu_l (= 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.328$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.191 \text{m}$$

$$A = \frac{M^a_{\text{int}}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{18.84 \cdot 10^{-3}}{0.191 \cdot 348} = 2.83 \text{cm}^2$$

On adopte $A = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{cm}^2$

2. Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M^a_{\text{rive}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.60 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.22^2 \cdot 14.2} = 0.044 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0.044) \leq \mu_l (= 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.215 \text{m}$$

$$A = \frac{M^a_{\text{rive}}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{3.60 \cdot 10^{-3}}{0.215 \cdot 348} = 0.48 \text{cm}^2$$

On adopte $A = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{cm}^2$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

- **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A (=3.39 \text{ cm}^2) \geq A_{\min} (=1.73 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis intermédiaire : } A (=3.39 \text{ cm}^2) \geq A_{\min} (=0.32 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Appuis de rive : } A (=1.13 \text{ cm}^2) \geq A_{\min} (=0.32 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

- **vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 26.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26.02 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.22} = 0.99 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Choix des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right) \quad \phi_t \leq 6.86$$

On choisit un étrier T6

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Espacements**

$$S_t \leq \min (St_1; St_2; St_3)$$

$$St_1 \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm})$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4}$$

$$St_3 \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \cdot f_e)}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) \cdot 1.15} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$St_1 \leq \min (0.9 \cdot 22; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow St_1 \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{0.57 \cdot 10^{-2} \cdot 400}{0.12 \cdot 0.4} \Rightarrow St_2 \leq 47.5 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{(0.8 \cdot 0.57 \cdot 10^{-2} \cdot 400)}{0.12 \cdot (0.99 - 0.3 \cdot 2.1) \cdot 1.15} \Rightarrow St_3 \leq 36.72 \text{ cm}$$

On choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

▪ **Vérification à l'effort tranchant:**

○ **sur le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq V_{\max}$

$$V_u \leq 0,4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u (\max) \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0,9 * d = 0,9 * 0,22 = 0,198$$

$$V_u (=15,84 \text{ KN}) \leq 15,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

○ **Sur l'acier :**

- **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times [26,02 - \frac{18,84}{0,9 \times 0,22}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1,99 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les A_l

- **Au niveau de l'appui de rive :** on a $M_u = 3,60 \text{ KN.m}$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times [26,02 - \frac{3,60}{0,9 \times 0,22}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0,225$$

$$A_l \geq 0,225 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3,39 + 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0,9 \times d \times b \times h_0} = \frac{26,02 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65 - 0,12}{2} \right)}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Influence de l'adhérence**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

Avec :

$\bar{\tau}_{ser}$: Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi * (T12 + T14) = 81,64 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum U_i} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 * \psi^2 * f_{t28} \dots \psi = 1,5 \dots H.A$$

$$\tau_{ser} (= 1,74 MPa) \leq \bar{\tau}_{ser} (= 2,84 MPa) \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification des poutrelles à PELS**

Il y a lieu de vérifier :

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

▪ **État limite d'ouverture des fissures** *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

▪ **État limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

En travée $M_{ser} = 16.29 \text{KN.m}$.

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b}{2} * h_0^2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.07 \times (22 - 4) = -308.9 \text{cm} \text{ (L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera}$$

en section en Te.)

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

$$6 \times y^2 + 262.85 \times y - 1224.7 = 0$$

$$y = 4.25 \text{cm.}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 17680.96 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.29 \times 10^{-3} \times 0.0425}{17680.96 \times 10^{-8}} = 3.92 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15.$$

Aux appuis:

$$A = 3.39 \text{cm}^2$$

$$M_{a,ser} = 13.23 \text{KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0.$$

$$6 \times y^2 + 262.85 \times y - 1224.7 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.25 \text{cm}$$

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

$$. I = 17680.96 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.23 \times 10^{-3} \times 0.0425}{17680.96 \times 10^{-8}} = 3.18 \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15.$$

- **Vérification de la flèche :** si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$h/l = 24/558 = 0.043 < 1/16 \Leftrightarrow$ La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

Vérification de la flèche.

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

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

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

$M_{ser}^j = 0.75 * (\frac{q_j * l^2}{8})$; Avec q_j charges permanentes avant la mise en place des cloisons et des revêtements

$M_{ser}^g = 0.75 * (\frac{q_g * l^2}{8})$; Avec q_g charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

$M_{ser}^p = 0.75 * (\frac{q_p * l^2}{8})$; Avec q_p charges permanentes et d'exploitations.

Évaluations des moments en travée :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_j = 3.2 * 0.65 = 2.08 \text{ kn/m} \\ q_g = 5.36 * 0.65 = 3.48 \text{ kn/m} \\ q_p = 0.65(5.36 + 1.5) = 4.46 \text{ kn/m} \end{array} \right.$$

$$M_{ser}^j = 0.75 * (\frac{q_j * l^2}{8}) = 0.75 \times \frac{2.08 * 5.55^2}{8} = 6.01 \text{ knm}$$

$$M_{ser}^g = 0.75 * (\frac{q_g * l^2}{8}) = 0.75 \times \frac{3.48 * 5.55^2}{8} = 10.05 \text{ knm}$$

$$M_{ser}^p = 0.75 * \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right) = 0.75 * \frac{4.46 * 5.55^2}{8} = 12.88 \text{ kn.m}$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

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

$$y_G = \frac{12 * \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 * 22)}{12 * 24 + (65 - 12) * 4 + 15(3.39)} = 9.07 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} * y_G^3 + b_0 * \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) * \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 * A * (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} * 9.07^3 + 12 * \frac{(24 - 9.07)^3}{3} - (65 - 12) * \frac{(9.07 - 4)^3}{3} + 15 * 3.39 * (22 - 9.07)^2 = 35677.27 \text{ cm}^4$$

(I c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{3.39}{12 * 22} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{d}) \rho} = 2.25 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.90 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Contraintes

$y = 4.25 \text{ cm}$; $I = 17680.99 \text{ cm}^4$; $I(0) = 35677.27 \text{ cm}^4$; $A(s) = 3.39 \text{ cm}^2$:

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{6.01 * (0.22 - 0.0425) * 10^{-3}}{17680.99 * 10^{-8}} = 90.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{10.05 * (0.22 - 0.0425) * 10^{-3}}{17680.99 * 10^{-8}} = 151.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{12.88 * (0.22 - 0.0425) * 10^{-3}}{17680.99 * 10^{-8}} = 193.95 \text{ MPa}$$

-Calcul de l'inertie fictive:

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sj} \times \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 90,50 + 2,1} = 0,46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sg} \times \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 151,34 + 2,1} = 0,63$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sp} \times \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 193,95 + 2,1} = 0,70$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 35677,27}{1 + 2,25 \times 0,46} = 19285,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35677,27}{1 + 2,25 \times 0,63} = 16233,71 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 35677,27}{1 + 2,25 \times 0,70} = 15240,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35677,27}{1 + 0,90 \times 0,63} = 25044,67 \text{ cm}^4$$

-Calcul de la flèche:

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \times I_{fij}} = \frac{6,01 \cdot 10^{-3} \cdot 5,55^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 19285,01 \cdot 10^{-8}} = 0,00299 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \times I_{fig}} = \frac{10,05 \cdot 10^{-3} \cdot 5,55^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 16233,71 \cdot 10^{-8}} = 0,00593 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \times I_{fip}} = \frac{12,88 \cdot 10^{-3} \cdot 5,55^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 15240,78 \cdot 10^{-8}} = 0,00800 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \times I_{fvg}} = \frac{10,05 \cdot 10^{-3} \cdot 5,60^2}{10 \cdot 10721,4 \cdot 25044,67 \cdot 10^{-8}} = 0,0114 \text{ m}$$

$$f_t' = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow f_t' = 0,0114 - 0,00299 + 0,00800 - 0,00593 \text{ .}$$

$$f_t' = 0,01048$$

$$f_t' = 1,048 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{555}{1000} = 1,055 \text{ cm}$$

La flèche et vérifier

Etat limite de déformation : $f_{adm} > f'$

Tableau III.4 : Vérification des états limites de déformation

Planchers	Étage courant		TERRASSE ACCESSIBLE
q_{ser} (KN/ml)	q_{jser}	2.08	2.08
	q_{gser}	3.48	4.93
	q_{pser}	4.46	5.36
M_{ser} (KN.m)	M_j	6.01	6.01
	M_g	10.05	12.67
	M_p	12.88	15.47
ρ	0.013		0.014
λ_i	2.25		2.06
λ_v	0.9		0.825
γ (m)	4.25		4.58
I (m ⁴)	17680.99		19384.07
μ	μ_j	0.46	0.45
	μ_g	0.63	0.68
	μ_p	0.70	0.73
σ_{ser} (MPa)	σ_{serj}	90.50	81.01
	σ_{serg}	151.34	170.79
	σ_{serp}	193.95	208.54
I_0 (m ⁴)	35677.27		36346.61
I_{ij}^f (mm ⁴)	19285.01		20747.93
I_{ig}^f (mm ⁴)	16233.78		16653.31
I_{ip}^f (mm ⁴)	15240.78		15968.23
I_{vg}^f (mm ⁴)	25044.67		25612.61
E_v (MPa)	10721.4		10721.4
E_i (MPa)	32164.2		32164.2
f_{ij} (mm)	2.99		2.78
f_{ig} (mm)	5.93		7.32

f_{ip} (mm)	8	9.1
f_{vg} (mm)	11.4	14
Δf (mm)	10.48	13
f_{adm}	10.55	10.55
	Vérifiée	Non Vérifiée

La flèche n’pas vérifier la solution adoptée est d’augmenter la section de ferrailage comme suit :

Type de la terrasse accessible : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 2HA16+1HA14=5.56 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } 1HA12=1.13 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$\Delta f=10.43 \text{ (mm)} < f_{adm}=10.55 \text{ (mm)}$$

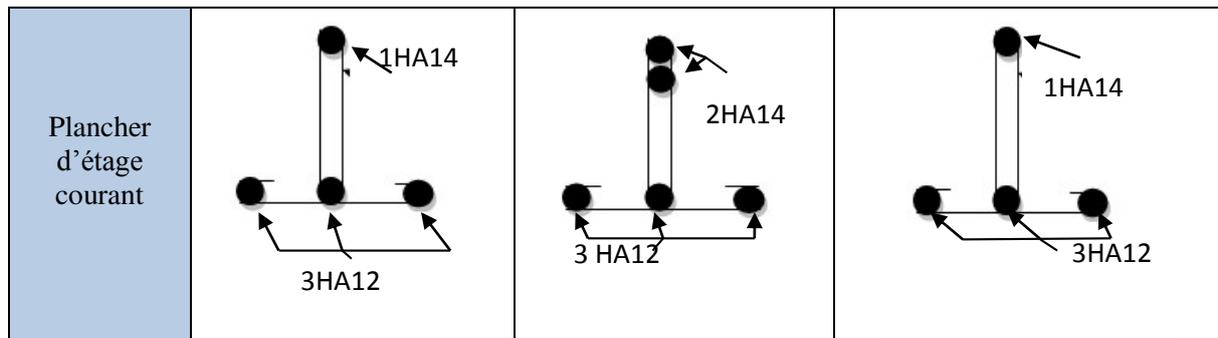
Tableau III.5 : Récapitulation du ferrailage des différents étages

Type de poutrelle		A_{cal} (cm ²)		A_{adp} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t (cm ²)
Plancher terrasse accessible Type 6 +	Appui	int	3.26	1HA16+1HA14=3.55	1.73	2HA6 = 0.57
		Rive	0.43	1HA12=1.54		
	Travée	3.56		2HA16+1HA14 = 5.56	0.32	
Plancher étage habitation	Appui	Int	2.83	2HA14=3.08	0.32	2HA6 =0.57
		Rive	0.48	1HA12=1.54		
	Travée	3.07		3HA12=3.39	1.73	

III. 1.6 : Schémas de Ferrailage des Poutrelles :

Tableau. III.6 : Schéma de ferrailage de poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible + Type 6			



III.1.7 : Ferrailage de la dalle de compression :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit :

5HA 8/ml = 2.51 cm² ⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 20cm < 20cmvérifiée

4HA 8/ml = 2.01 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 25cm < 30cm.....vérifiée

Donc on choisit un treillis a soudé ;TS HA 8 (15*15)

- Schéma de ferrailage :

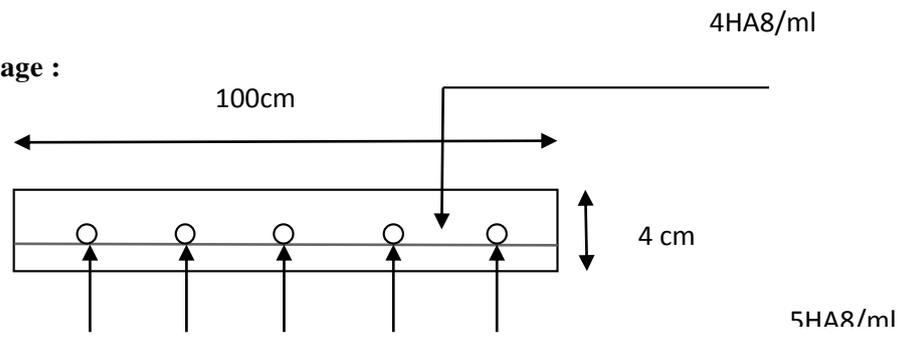


Fig III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2) Études des dalles pleines

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

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

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

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

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Type 4()

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 04 appuis

$$l_x = 4,80 \text{ m} \quad l_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,80}{5,00} = 0,96 < 0,4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

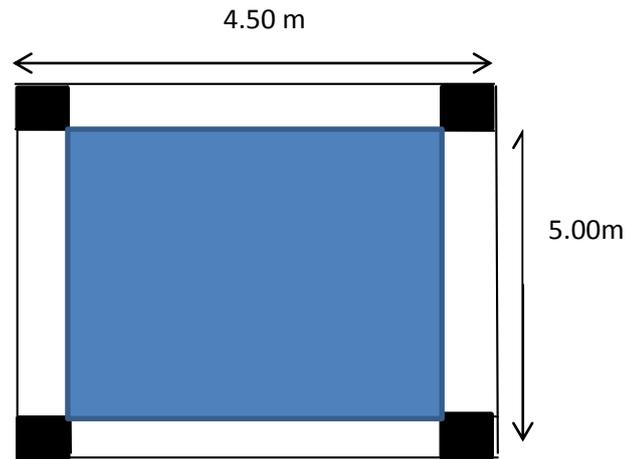
a) Évaluation des charges

$$G = 4,93 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 8,90 \text{ kn/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 6,43 \text{ kn/m}^2.$$



b) Calcul à l'ELU

▪ Les sollicitations

$$\mu_x = 0,0410$$

D'après l'abaque (annexe 02) on a : $\mu_y = 0,9092$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times p_u = 7,93 \text{ kn.m}$$

D'où : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6,72 \text{ kn.m}$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_x^{tr} = 0,85 \times M_{0x} = 6,74 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 0,85 \times M_{0x} = 5,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_{0x} = -3,97 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -3,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \cdot h) = (1 \cdot 0,14) \text{ m}^2$

Le diamètre des barres utilisées doit être :

En travée

Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,74 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2} = 0,0329 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,0329) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,118 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{6.74 * 10^{-3}}{0,118 * 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.71 * 10^{-3}}{1 * 0.12^2 * 14,2} = 0,0278 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,0278) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,035$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,118 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{5.71 * 10^{-3}}{0,118 * 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.97 * 10^{-3}}{1 * 0.12^2 * 14,2} = 0,0193 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,0193) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,024$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{3.97 * 10^{-3}}{0,119 * 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.36 * 10^{-3}}{1 * 0.12^2 * 14,2} = 0,0164 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,0164) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{3.36 * 10^{-3}}{0,119 * 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

III.2.1) Ferrailage

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur le tableau suivant

Tableau.III.7.Ferraillage de la dalle sur 04 appuis.

Sens	En travée			En appuis		
	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	6.74	1.64	4HA10=3.14	3.97	0.9	3HA10=2.36
y-y	5.71	1.39	4HA10=3.14	3.36	0.81	3HA10=2.36

- Espacement des barres

// à x → St ≤ 33cm ⇒ 25 cm

// à y → St ≤ 45cm ⇒ 30 cm

- Vérification : [BAEL91]

1. ELU

- Condition de non fragilité :

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant :

Tableau.III.8. Vérification de la condition de non fragilité :

Sens	En travée		En appuis		observation
	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	
x-x	1.15	4HA10=3.14	1.15	3HA10=2.36	Vérifier
y-y	1.12	4HA10=3.14	1.12	3HA10=2.36	Vérifier

Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (A.5.1.1) $\bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$

$$V_u = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12.09 \text{ Kn}$$

$V_u = 12.09 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = 0.10 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Vérifiée

2. vérification à ELS

$\mu_x = 0.0474$

D'après l'abaque (annexe 01) on à : $\mu_y = 0.9385$ (Annexe02)

$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times p_s = 6.17 \text{ kn.m}$

D'où : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5.79 \text{ kn.m}$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_x^{tr} = 0.85 \times M_{0x} = 5.25 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 0.85 \times M_{0x} = 4.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -3.08 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -2.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les contraintes dans le béton :

On a

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

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

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

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.III.9 : Vérifications des contraintes dans le béton :

	Sens	M _{ser} (kn.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
Travée	x-x	5.26	3.14	2.92	4692.79	3.25	15	Vérifiée
	y-y	4.92	3.14	2.92	4692.79	3.04	15	
Appuis	x-x	3.08	2.36	2.58	3713.72	2.14	15	
	y-y	2.46	2.36	2.58	3713.72	1.71	15	

➤ **Etat limite de déformation :** *BAEL 91(Article B-6-3)*

○ la flèche

-Selon X :

$$1. \frac{h}{l} = \frac{14}{450} = 0.031 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots \text{non vérifié}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = 0,0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \text{vérifié}$$

-Selon Y :

$$1. \frac{h}{l} = \frac{14}{500} = 0.028 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \text{non vérifié}$$

2. $\frac{A_s}{b * d} = 0,0013 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{verifié}$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification à de la flèche

Suivant la même procédure donné dans le calcul des poutrelles on trouve :

Tableau.III.9 :calcul de la flèche de la dalle pleine (soutente) :

Dalle pleine	Dalle pleine (soutente)		
		Sons y	Sons x
q_{ser} (KN/ml)	q_{jser}	3.5	3.5
	q_{gser}	4.93	4.93
	q_{pser}	6.43	6.43
M_{ser} (KN.m)	M_j	2.67	2.86
	M_g	3.77	4.02
	M_p	4.92	5.24
ρ	0.00314		0.00314
λ_i	6.69		6.69
λ_v	2.67		2.68
γ (m)	0.026		0.026
I (m⁴)	3.16*10 ⁻⁵		3.16*10 ⁻⁵
μ	μ_j	0	0
	μ_g	0.0212	0.0488
	μ_p	0.137	0.1648
σ_{ser} (MPa)	σ_{serj}	93.56	99.69
	σ_{serg}	131.79	140.42
	σ_{serp}	171.88	183.15
I₀ (m⁴)	0.0001514		0.0001514
I_{fij} (mm⁴)	0.000167		0.000167
I_{fig} (mm⁴)	0.0001456		0.000125
I_{fiip} (mm⁴)	0.0000869		0.000079

$I_{vg} \text{ (mm}^4\text{)}$	0.000157	0.000147
$E_v \text{ (MPa)}$	10818.86	10818.86
$E_i \text{ (MPa)}$	32456.59	32456.59
$f_{ij} \text{ (mm)}$	5.23	5.106
$f_{ig} \text{ (mm)}$	1.24	1.07
$f_{ip} \text{ (mm)}$	4.36	4.12
$f_{vg} \text{ (mm)}$	1.99	1.99
$\Delta f \text{ (mm)}$	6.67	6.16
f_{adm}	10	9
	Vérifiée	Vérifiée

▪ Schémas de ferrailage

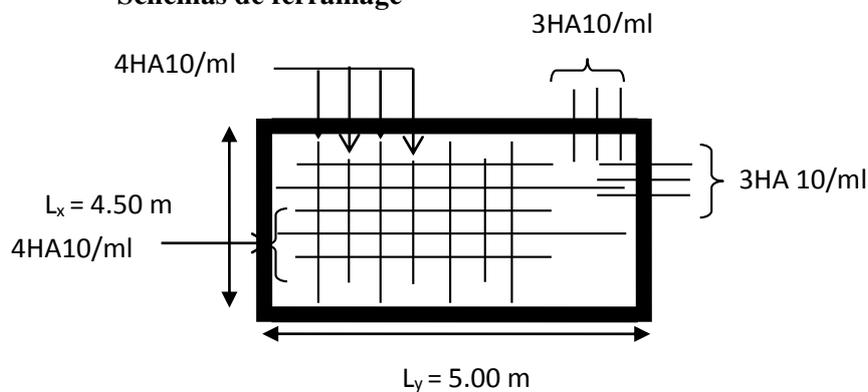


Fig.III.5.schéma de la dalle (soutente)

❖ 1^{er} type TERRASSE INACCESSIBLE

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 04 appuis

$l_x = 4.80 \text{ m}$ $l_y = 5.17 \text{ m}$

$$\rho = \frac{4.80}{5.17} = 0.93 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

a) Evaluation des charges

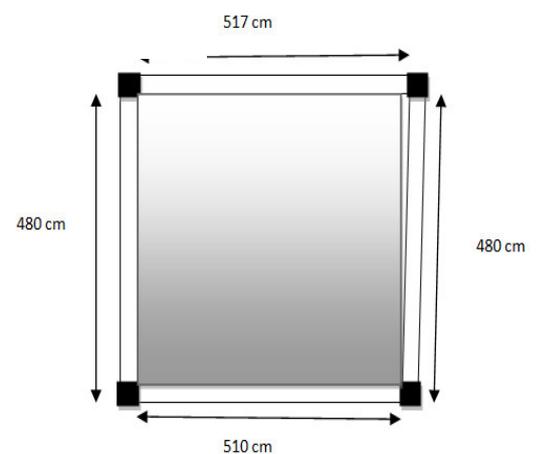
$G = 7.03 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 10.99 \text{ KN/m}^2.$

$P_s = G + Q = 8.03 \text{ KN/m}^2.$

b) Calcul à l'ELU



- Les sollicitations

D'après l'abaque (**annexe 02**) on à : $\mu_x = 0.0428$
 $\mu_y = 0.8450$

D'où : $M_{0x} = 10.83kn.m$
 $M_{0y} = 9.15kn.m$

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^{tr} = 9.21KN.m \\ M_y^{tr} = 7.83KN.m \end{cases}$

Moment en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -5.41KN.m \\ M_{ay} = -4.58KN.m \end{cases}$

III.2.1) Ferrailage

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur le tableau suivant

Tableau.III.11.Ferrailage de la dalle sur 04 appuis :

Sens	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	9.21	2.26	3HA12=3.39	5.41	1.31	3HA8=1.51
y-y	7.83	1.90	3HA12=3.39	4.58	1.11	3HA8=1.51

- Espacement des barres

// à x → $St \leq 33cm \Rightarrow 30 cm$

// à y → $St \leq 45cm \Rightarrow 40 cm$

- Vérification : [BAEL91]

- ELU

- Condition de non fragilité :

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant

Tableau.III.12. Vérification de la condition de non fragilité :

Sens	En travée		En appuis		observation
	A _{min} (cm ²)	A adopté(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	
x-x	1.16	3HA10=3.39	1.16	3HA8=1.51	Vérifier
y-y	1.12	3HA10=3.39	1.12	3HA8=1.51	Vérifier

✓ Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (A.5.1.1) $\bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$

$V_u = 19.40 \text{ KN}$ $\tau_u = 0.15$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ vérifiée

3. Vérification à l'ELS

D'après l'abaque (annexe 01) on à : $\mu_x = 0.0500$
 $\mu_y = 0.8939$ (Annexe02)

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^{tr} = 7.86 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 7.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Moment en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -4.62 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -4.13 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Les contraintes dans le béton :

On a

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

Les vérifications des contraintes sont résume dans le tableausuivant

Tableau.III.13 : Vérifications des contraintes dans le béton :

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _{bc}	Observation
Travée	x-x	7.87	3.39	4.73	Vérifiée
	y-y	7.02	3.39	4.23	
Appuis	x-x	4.62	1.51	3.87	
	y-y	4.13	1.51	3.45	

➤ Etat limite de déformation :

BAEL 91(Article B-6-3)

○ la flèche

-Selon X :

1. $\frac{h}{l} = \frac{14}{480} = 0.029 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.036 \dots \dots \dots$ non - vérifié

2. $\frac{A_s}{b * d} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots$ vérifié

-Selon Y :

1. $\frac{h}{l} = \frac{14}{517} = 0.027 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.076 \dots \dots \dots \text{non - vérifié}$

2. $\frac{A_s}{b * d} = 0,0013 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifié}$

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

▪ Schémas de ferrailage

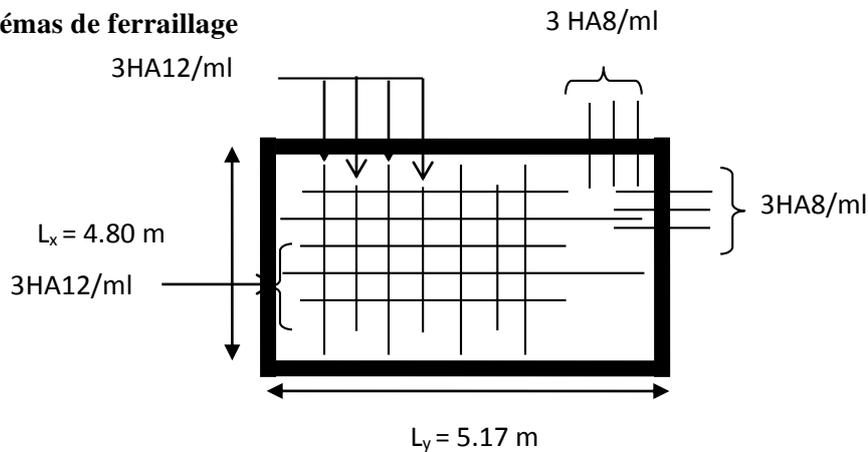


Fig.III.6.Schéma de la dalle (type1)

❖ 2^{eme} type :

Dalle sur deux appuis

L x = 1.20m

Ly = 3.34m

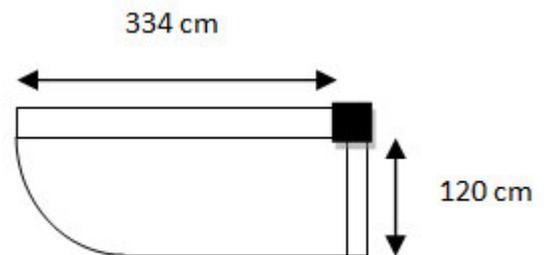


Fig. III 7.Schéma de la dalle (type2)

a) Évaluation des charges

$G = 4.93 \text{KNm}^2$

$Q = 3.5 \text{KNm}^2$

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.91 \text{KN.m}$

$P_s = G + Q = 8.43 \text{KN.m}$

$L_x = 1.20 \text{m}$

$L_y = 3.34 \text{m}$

$\rho = 0.36 < 0.4$

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

$Q_{gu} = 1.20 \times 1 = 1,20 \text{ KN}$

Donc (La dalle travaille sur un seul sens)

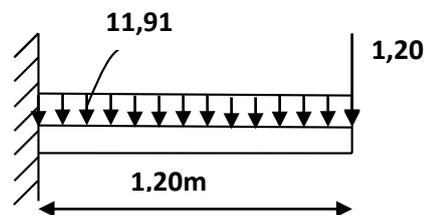
Comme console.

b) Calcul à l'ELU : [BAEL91]

▪ Les sollicitations

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

$M_U = \frac{11.91 * 1.20^2}{2} + 1.20 * 1.20 = 10.02 \text{KN.m}$



$$V_u = P_u * l + Q_{gu} = 11,91 * 1,20 + 1,20 = 15,49 \text{ KN.}$$

- **Ferraillage**

- ✓ **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

Les résultats sont montrés sur le tableau suivant :

b = 100cm, h = 14cm, d = 12cm, f_{bu} = 14,2 Mpa.

Tableau.III.14: Ferraillage de panneau sur 02 appui (type 2) :

M(KN.m)	$\mu b u$	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
10.02	0,049	0.063	0,117	2.46	4T10=3.14

A' = 0 (pas d'armatures comprimées).

- ✓ **Armatures secondaires**

$$A_{\text{sec}} = \frac{A_{\text{min}}}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sec}} = \frac{A_{\text{min}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm².

- ✓ **Espacement des barres**

// à l_x : St ≤ min (3.12, 33cm) = 33 cm.

// à l_y : St ≤ min (4.12, 40cm) = 40 cm.

On prend:

Parallèle à l_x : St = 15 cm.

Parallèle à l_y : St = 20 cm.

- **Vérifications:[BAEL91]**

- ✓ **L'effort tranchant**

b = 100 cm, d = 12cm, V_u = 15.49 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{15.49}{1000 * 1 * 0.12} = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 12 * \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{8.43 \times 1,20^2}{2} + 1.20 \times 1,20 = 7.51 \text{KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.92 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.71 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 217.17 \text{Mpa.}$$

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

- **La flèche**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,20} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

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

- **Schémas de ferrailage**

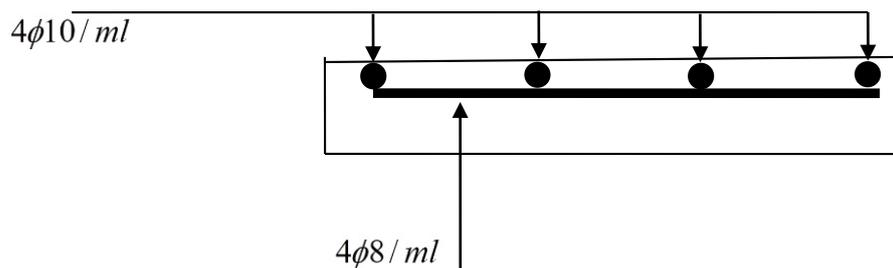


Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2

Type 4(parking)

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 04 appuis

$$l_x = 5.0 \text{ m}$$

$$l_y = 5.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{5.00}{5.25} = 0.95 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sur sens.

a) Evaluation des charges

$G = 5 \text{ kn/m}^2$

$Q = 4.55 \text{ kn/m}^2$

$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 13.57 \text{ kn/m}^2$

$P_s = G + Q = 9.55 \text{ kn/m}^2$

b) Calcul à l'ELU

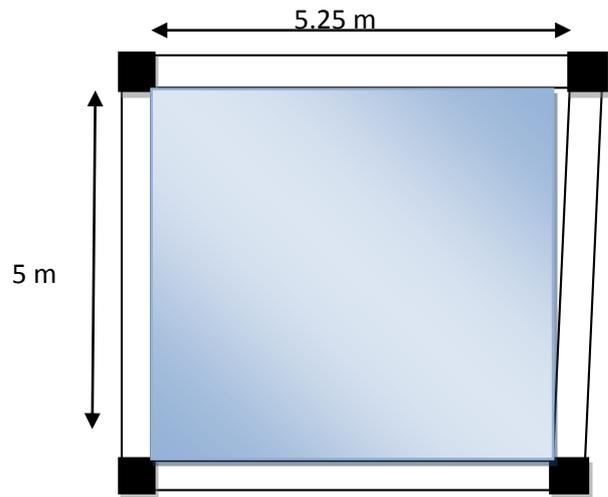
- Les sollicitations

D'après l'abaque (annexe 02) on a : $\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$

D'où : $\begin{cases} M_{0x} = 13.90 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = 12.34 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^{tr} = 11.81 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 10.49 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -6.95 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -6.17 \text{ KN.m} \end{cases}$



III.2.1) Ferrailage

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur le tableau suivant

Tableau.III.15.Ferrailage de la dalle sur 04 appuis :

Sens	En travée			En appuis		
	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	11.81	2.91	4HA10=3.14	6.95	1.66	3HA10=2.36
y-y	10.49	2.51	4HA10=3.14	6.17	1.48	3HA10=2.36

- Espacement des barres

// à x → $St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$

// à y → $St \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$

- Vérification : [BAEL91]

1. ELU

- Condition de non fragilité :

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant

Tableau.III.16. Vérification de la condition de non fragilité :

Sens	En travée		En appuis		observation
	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	
x-x	1.15	4HA10=3.14	1.15	3HA10=2.36	Vérifier
y-y	1.12	4HA10=3.14	1.12	3HA10=2.36	Vérifier

✓ Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (A.5.1.1) $\bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$V_u = 14.32 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = 0,19 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Vérifiée

4. vérification à l' ELS

D'après l'abaque (annexe 01) on à : $\mu_x = 0.0483$ (Annexe02)
 $\mu_y = 0.9236$

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^{tr} = 9.80 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 9.05 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Moment en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -5.77 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Les contraintes dans le béton :

On a

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

Les vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant

Tableau.III.17 : Vérifications des contraintes dans le béton :

	Sens	M _{ser} (kn.m)	A (cm ²)	σ _{bc}	Observation
Travée	x-x	9.80	3.14	6.08	Vérifiée
	y-y	9.05	3.14	5.61	
Appuis	x-x	5.77	2.36	4.00	
	y-y	5.32	2.36	3.07	

➤ Etat limite de déformation : *BAEL 91(Article B-6-3)*
 ○ la flèche

-Selon X :

1. $\frac{h}{l} = \frac{14}{500} = 0.028 \leq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084 \dots \dots \dots$ non vérifié

2. $\frac{A_s}{b * d} = 0,0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots$ vérifié

-Selon Y :

1. $\frac{h}{l} = \frac{14}{525} = 0.025 \leq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085 \dots \dots \dots$ non vérifié

2. $\frac{A_s}{b * d} = 0,0013 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots$ vérifié

Tableau. III.18 : Vérification de la flèche des types (1^{er} type , la dalle de parking) :

Dalle pleine	PARKING		TERRASSE INACCESSIBLE		
	Sons y	Sons x	Sons y	Sons x	
q_{ser} (KN/ml)	q _{jser}	3.5	3.5	3.5	3.5
	q _{gser}	5	5	7.03	7.03
	q _{pser}	9.55	9.55	8.03	8.03
M_{ser} (KN.m)	M _j	3.31	3.59	3.06	3.42
	M _g	4.73	5.13	6.15	6.88
	M _p	9.05	9.80	2.97	7.86
ρ	0.0037	0.0037	0.00285	0.00285	
λ_i	5.57	5.57	7.43	7.43	
λ_v	2.23	2.23	2.97	2.97	
γ (m)	0.034	0.032	0.030	0.030	
I (m ⁴)	6.32*10 ⁻⁵	6.32*10 ⁻⁵	5.018*10 ⁻⁵	5.018*10 ⁻⁵	
μ	μ_j	0	0	0	0
	μ_g	0	0	0.073	0.122
	μ_p	0.2466	0.28	0.13	0.180
σ_{ser} (MPa)	σ_{serj}	67.57	73.16	82.21	91.96
	σ_{serg}	96.53	104.52	165.12	184.72
	σ_{serp}	184.38	199.63	188.61	210.99
I_0 (m ⁴)	0.0002456	0.0002456	0.0002414	0.000241	
I_{ij} (mm ⁴)	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	
I_{ig} (mm ⁴)	0.00027	0.00027	0.00017	0.00014	
I_{ip} (mm ⁴)	0.000113	0.000105	0.00013	0.00011	
I_{vg} (mm ⁴)	0.00027	0.00027	0.000217	0.00019	
E_v (MPa)	10818.86	10818.86	10818.86	10818.86	
E_i (MPa)	32456.59	32456.59	32456.59	32456.59	
f_{ij} (mm)	1.05	1.02	0.95	0.91	
f_{ig} (mm)	1.5	1.46	2.95	3.51	
f_{ip} (mm)	6.83	7.16	4.31	4.92	
f_{vg} (mm)	4.52	4.38	6.97	7.53	
Δf (mm)	8.79	9.06	7.39	8.02	
f_{adm}	10.28	10	10.17	9.6	
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

Schémas de ferrailage

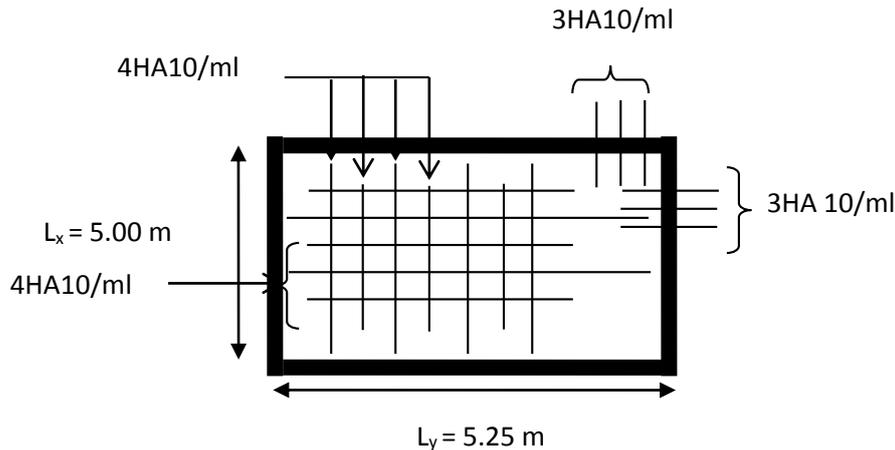


Fig.III.8.Schéma de la dalle (type3)

III-3) L'escalier

III-3-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

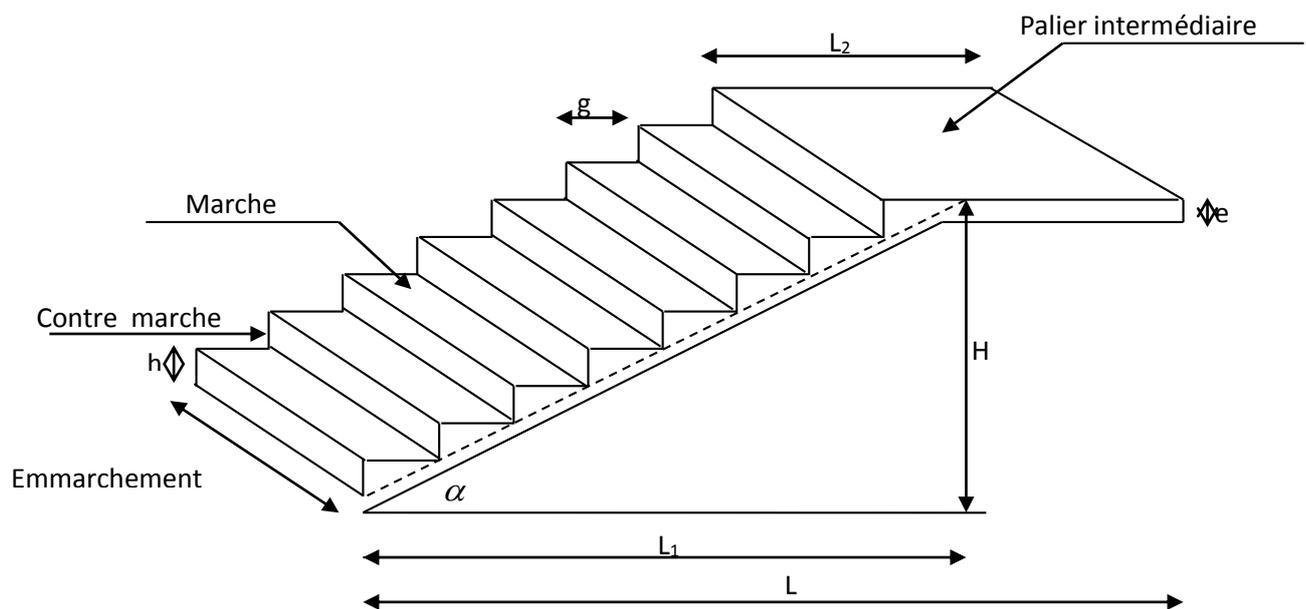


Figure III.9. : Coupe verticale de l'escalier

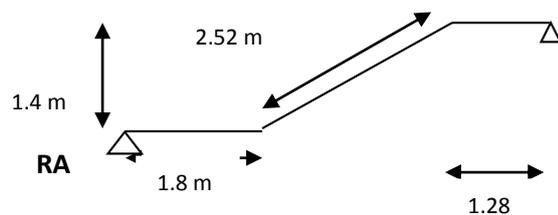
- **La marche** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** est la distance en plan séparant deux contre-marches successives.
- **La volée** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .

- La **paillasse** d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'**emmarchement** E représente la largeur de la marche.
- le **palier** de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

III-3-2) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.



a) marches et contremarches :

$$mn \quad 59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $24 \leq g \leq 31$ [cm].

On a: $h=17.5\text{cm}$.

b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

$$\text{alors : } n = 1,40/0,175 = 8$$

c) Le nombre de marches (m) est donné par :

$$m = n - 1 \rightarrow m = 8 - 1 = 7$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 8 contremarches et 7 marches pour chacune des volées .

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n - 1$.

On a: $L_1=2.10\text{m}$,

$$L_1 = 2,10\text{m} \Rightarrow g = 2,10/7 = 0,30\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 175) + 30 = 65\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 65 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III-3-3) Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse; $L = L' + L_2$

Calcul de α : $\text{tg}\alpha = h/g$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17.5}{30} = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30.26^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L1}{L'} = 0,83 \Rightarrow L' = 252.38\text{cm}$$

$$373.39/30 \leq e_p \leq 373.39/20 \Rightarrow 12.44 \leq e_p \leq 18.67$$

Soit $e_p = 14\text{cm}$.

III-3-4) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

b) Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III-3-5) Calcul à l'ELU:

III-3-5-1) : Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges :

- Palier $q_{u1} = [1,35 \times 4,93 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 10.41 \text{ KN/ml}$.
- Paillasse $q_{u2} = [1,35 \times 7,55 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 13.94 \text{ KN/ml}$

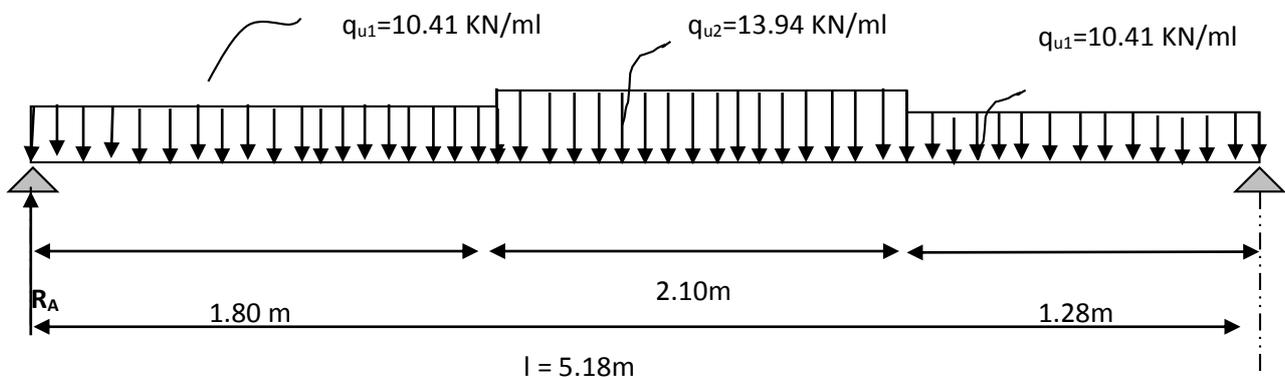


Figure III.10 : Schéma de chargement à l'ELU.

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.10q_{u2} + 1.80q_{u1} + q_{U1} \times 1.28 = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = (2.10 \times 13.94) + (1.28 \times 10.41) + (1.80 \times 10.41)$$

$$R_A + R_B = 61.33 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times l = q_{u1} \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} + q_{u2} \times 2.10 \times \left(1.80 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{U1} \times 1.28(4.32 + 1.28/2).$$

$$R_B \times L = (10.41 \times 1.80 \times 0.9) + 13.94 \times 2.10 \times (1.8 + 1.05) + (10.41 \times 1.28(4.32 + 0.64))$$

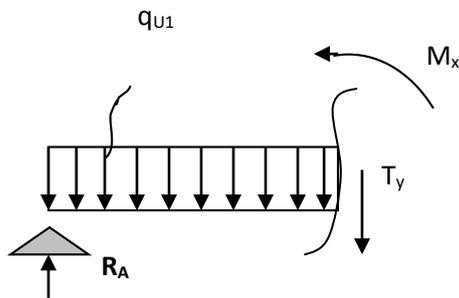
$$R_B = \frac{166.39}{5.18} = 31.04 \text{ KN.}$$

$$R_A = 61.33 - 31.04 = 30.29 \text{ KN.}$$

$$R_A = 30.29 \text{ KN.}$$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 30.29 \text{ KN}$$

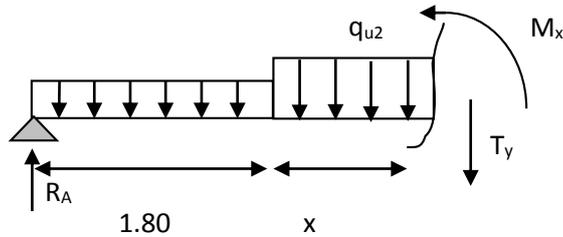
$$T(x=1.80) = 30.29 - 10.41 \times 1.80 = 30.29 - 18.74 = 10.47 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2} = 30.29x - \frac{10.41}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.29x - 5.205x^2.$$

$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.80 \text{ m, } M(x=1.80) = 35.71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ 2^{ieme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u1} (1.80) - q_{u2}(x)$$

$$T(x = 0) = 29.21 - (10.41 \times 1.80) - 13.94 \times (0) = 14.44 \text{ KN} .$$

$$T(x = 2.10) = 29.21 - (10.41 \times 1.8) - 13.94(2.10) = -18.80 \text{ KN} .$$

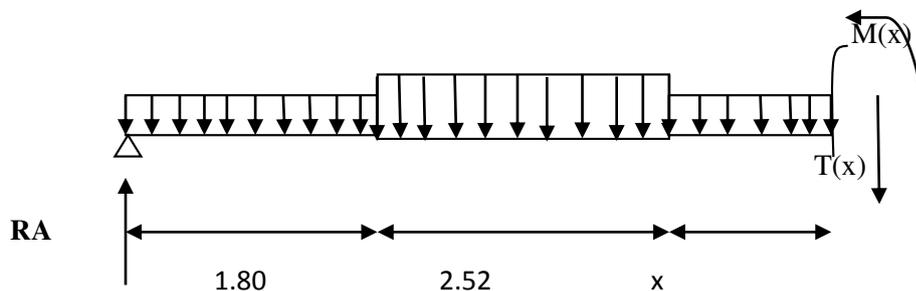
X=1.04 m

$$M(x) = R_A \cdot (x+1.80) - q_{u1} \times 1.80 \times (x + 0.9) - q_{u2} \left(\frac{(x)^2}{2} \right) .$$

$$M(x) = 33.18(x+1.80) - 10.41 \times 1.80(x + 0.9) - 13.94 \left(\frac{(x)^2}{2} \right) .$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} x = 0 \text{ m}, & M(x = 0) = 42.85 \text{ KN.m} \\ x = 2.52 \text{ m}, & M(x = 2.52) = 34.99 \text{ KN.m} \\ T(x)=0, \quad x=1.04\text{m}, & M^{\text{Max}}(x=1.04) = 50.34 \end{array} \right.$$

❖ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.28 \text{ m}$



$$T(x) = 33.18 - (1.80 \times 10.41 + 2.10 \times 13.94 + 10.41 \times x)$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = -20.68 \text{ KN}$$

$$T(x = 1.28) \Rightarrow T = 31.04 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot (x+1.80+2.10) - q_{u1} \times 1.80 \times (x + 0.9 + 2.10) - q_{u2} \times 2.10 \times \left(\frac{2.10}{2} + x \right) + 10.41 \times x^2 / 2 .$$

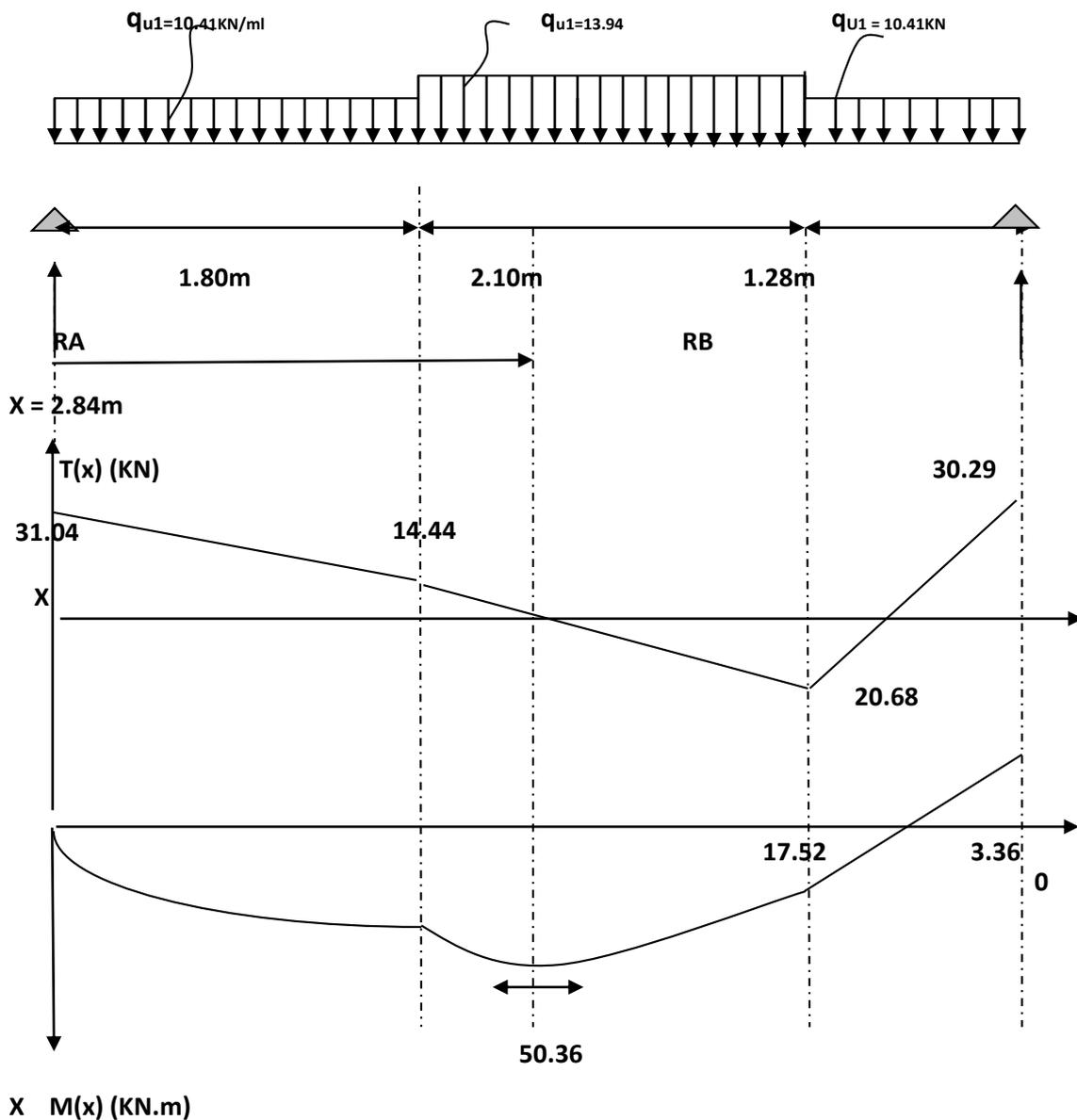
$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 35.00 \\ x = 1,28 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -16.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis (A) : $M_{ua} = -0,5M_u^{max} = -0,5(42.46) = -21.12 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 31.84 \text{ KN.m}$
- Aux appui (B) : $M_{ub} = -15.11 \text{ KN.m}$

d) Diagramme des sollicitations :



III-3-5-2) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

a) Armatures longitudinales :➤ **Aux appui (A) :**

$$M_{uapp} = 21.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.17 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,156$$

$$\mu_u = 0,156 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}.$$

.Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_u = 0,156 \quad \longrightarrow \quad z = 0,109$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{z * f_{st}} = \frac{21.12 \times 10^3}{0.112 \times 348} = 5.38 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 7.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 15 cm.

➤ **Aux appui (B) :**

$$M_{uapp} = 15.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.11 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu_u = 0,074 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_u = 0,062 \quad \longrightarrow \quad z = 0,115$$

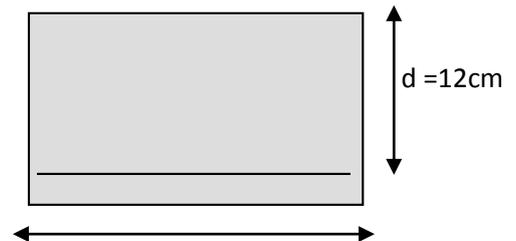
$$A_a = \frac{M_{uapp}}{z * f_{st}} = \frac{15.11 \times 10^3}{0.115 \times 348} = 3.76 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 7.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Avec un espacement de 15cm.

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 31.84 \text{ KN.m}$$



$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37.76 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,156$$

$$\mu_u = 0,156 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0,156 \quad z = 0.0.109; \alpha = 0.0.21$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{z * f_{st}} = \frac{31.84 \times 10^3}{0.1076 \times 348} = 8.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_s = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 10.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Avec un espacement de 15cm.

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st} = 0$).

b) Armatures de répartition :

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

$$\text{En appui A : } A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui B : } A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En travée :**

$$\frac{10.68}{4} \leq A_r \rightarrow A_{\min} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 15cm.

III-3-5-3 Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui A : } A_{\text{sapp}} = 7.60 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{\text{ut}} = 10.68 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui B : } A_{\text{sapp}} = 7.60 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$$

(Conditions vérifiées)

b) Répartition des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (15 ; 15) [\text{cm}] \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = (15 ; 15)[\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s \times f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad ; \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 31.04 \text{ KN (calculé).}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17.58 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{31.84 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 17,58} = 1.84 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min\{0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{31.04 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,28 [\text{MPa}]. \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 2,5 [\text{MPa}] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}),$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 120 \times 25}{1,5} = 720 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} = 31.04 \text{ KN} \leq 720 [\text{KN}]. (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(Vu^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(31,04 - \frac{21,12}{0,9 \times 0,12} \right) \times 10^3 = -5,72 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,68 \text{ cm}^2 > -5,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

- **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \phi \times 35,27.$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \phi$ lorsque on utilise $f_e = 400 \text{ MPA}$ donc $L_s = \phi \times 40$.

III-3-6) Calcul à l'ELS:

III-3-6-1) : Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges

- Palier $q_{s1} = [1 \times 4,93 + 1 \times 2,5] \times 1 = 7,43 \text{ KN/ml}$.
- Paillasse $q_{s2} = [1 \times 7,55 + 1 \times 2,5] \times 1 = 10,05 \text{ KN/ml}$.

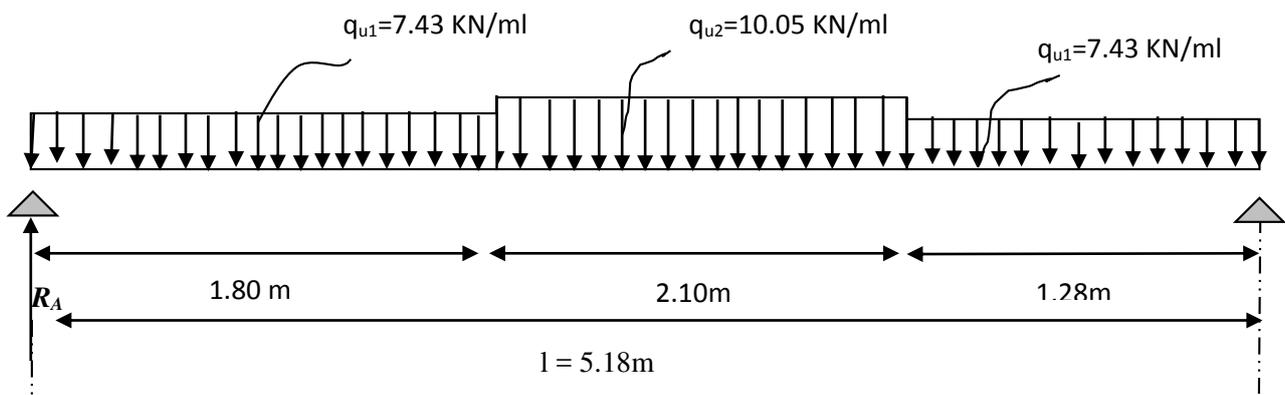


Figure III.11 : Schéma de chargement à l'ELS.

b) Calcul des réactions d'appuis

Tableau III.13 : sollicitation à l'ELS :

Réactions d'appuis		Moment		Effort tranchant (KN)
RA(KN)	RB (KN)	M(a) KN	M(t) KN.m	
21.72	22.27	12.21	25.94	29.97

III-3-6-2) vérification à l'ELS

c) Vérifications des contraintes.

Tableau III.20 : Vérifications des contraintes :

	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	0.048	0.00012	15	10.38	Verifié
Aux appui	0.042	0.000094	15	5.469	Verifié

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{14}{328} = 0,025 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ Remarque :

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

• Calcul de la flèche :

$$f'_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

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

$$f'_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$M_{ser}^j = 0.75 * \left(\frac{q_j * l^2}{8} \right)$; Avec q^j charges permanentes avant la mise en place des cloisons et des revêtements

$M_{ser}^g = 0.75 \left(\frac{q_g * l^2}{8} \right)$; Avec q^g charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

$M_{ser}^p = 0.75 \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right)$; Avec q^p charges permanentes et d'exploitations.

Évaluations des moments en travée :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_j = 3.89 \text{ kn/m} \\ q_g = 7.45 \text{ kn/m} \\ q_p = 10.62 \text{ kn/m} \end{cases}$$

$$M_{ser}^j = 0.75 * \left(\frac{q_j * l^2}{8} \right) = 9.98 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser}^g = 0.75 * \left(\frac{q_g * l^2}{8} \right) = 18.81 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser}^p = 0.75 * \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right) = 25.9 \text{ kn.m}$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

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

$$y = 0.048 \text{ m}$$

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4 \quad (I \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{12.06}{100 * 12} = 0.01005$$

$$\lambda_i = 2.75 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.1.1 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

Calcul de EetEv :

$$E_v = 32456.59 \text{ MPa} ; E_i = 10818.86 \text{ MPa}$$

Contraintes

$$y = 5.02 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; A(s) = 12.06 \text{ cm}^2 :$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A(d - \frac{y}{2})} = \frac{9.98 * 10^{-3}}{12.06 * (12 - 5.02 / 2) 10^{-6}} = 76.34 MPa$$

$$\sigma_{sg} = 143.96 MPa$$

$$\sigma_{sp} = 198.48 MPa$$

-Calcul de l'inertie fictive:

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{fjg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sj} \times \rho + f_{t28}} = 0.17$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sg} \times \rho + f_{t28}} = 0.43$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{sp} \times \rho + f_{t28}} = 0.54$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0.0016 m^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.00096 m^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.00096 m^4$$

$$I_{fjg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0.0015 m^4$$

-Calcul de la flèche:

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 * E_i \times I_{fij}} = 0.000502 m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 * E_i \times I_{fig}} = 0.00141 m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 * E_i \times I_{fip}} = 0.00223 m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 * E_v \times I_{vg}} = 0.00286m$$

$$f'_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow f'_t = 0.00286 - 0.000502 + 0.00223 - 0.0014 .$$

$$f'_t = 0.00318m$$

$$f'_t = 0.00318m \left(f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{518}{1000} = 10.18cm \right)$$

La flèche est vérifiée

Le schéma de ferrailage

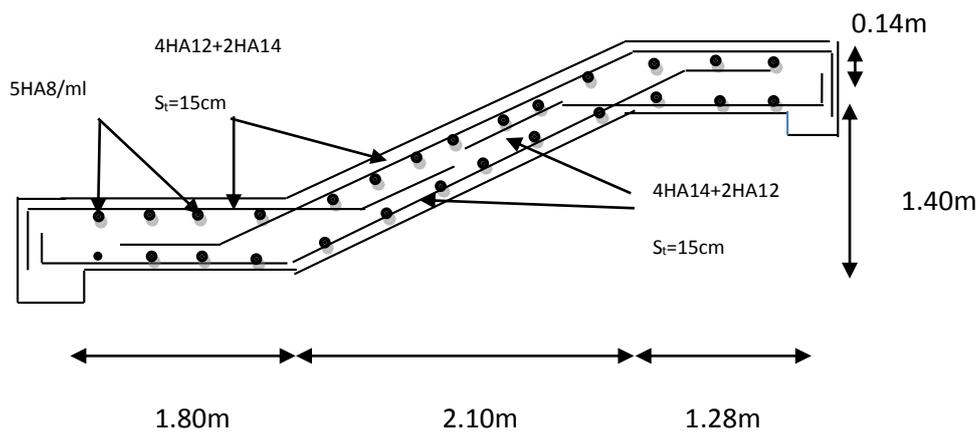


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la cage d'escalier

III-4) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encadrée à mi-hauteur des poteaux.

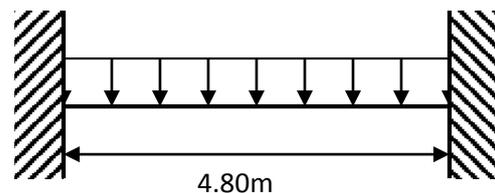
III-4-1) Pré dimensionnement

a) La hauteur de la poutre

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

h_t: Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.



$$L_{max} = 4.80 m \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \text{ donc : } 32 cm \leq h_t \leq 48 cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour h_t = 40 cm

b) La largeur de la poutre

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20$ cm $30 \geq 20$ cm la condition est Vérifiée.

- $h_t \geq 30$ cm..... $40 \geq 30$ cm la condition est Vérifiée.

- $h_t / b \leq 4$ $40/30 = 1.33 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

➤ **Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/ml}$

- une charge transmise par le palier de repos(trapézoïdale) égale a :

$$q_m = \frac{Q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \rho_d^2 / 3 \right) L_{xd}$$

$$q_{mu} = \frac{1.35 * 4.93 + 1.5 * 25}{2} (1 - 0.27^2 / 3) * 1.28 = 6.50\text{kn} / m$$

$$q_{ms} = 4.64\text{kn} / m$$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 34.01$ KN /ml

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 24.41$ KN/ ml

III-4-2) Calcul à l'ELU

$$q_u = 1,35G_p + R_U + q_u = 1,35 \times 3 + 34.01 + 6.50 = 48.70\text{KN} / ml$$

• **Moment**

$$M_t = \frac{q_u \times L}{24} = \frac{48.70 \times 4.80^2}{24} = 46.75\text{KN}$$

$$M_a = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{48.70 \times 4.80^2}{12} = 93.5\text{KN}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_U = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{48.70 \times 4.80}{2} = 116.88\text{KN}$$

III-4-2) Calcul à l'ELS

$$q_s = 1,35G_p + R_s + q_s = 3 + 24.41 + 4.64 = 32.05 \text{ KN/ml}$$

- **Moment**

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{32.05 \times 4.80^2}{24} = 30.76 \text{ KN}$$

$$M_a = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{30.76 \times 4.80^2}{12} = 61.54 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_U = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{30.76 \times 4.80}{2} = 73.82 \text{ KN}$$

Ferraillage

Le calcul se fait pour une section (b*h) :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.21 : ferraillage :

	M(kn.m)	μbu	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	46.75	0.0227	0.0288	0.375	3.57	1.38
En appuis	93.5	0,05	0.058	0,371	7.24	1.38

III-4-5) Vérification :

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

Effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau = \min\left(0.13 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{116.88 \times 10^{-3}}{300 \times 380} = 1.025 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- b) **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_U}{0,9d}}{f_e} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[V_u + \frac{Mu}{0,9d} \right]$$

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

$$A_a \geq -0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition - vérifiée}$$

g) Armatures transversales :(Art7.2.2 /BAEL)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm}$$

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

$$A_t \geq \frac{(1.025 - 0,3 \times 2,1)0,3 \times 0,15}{0,8 \times 400} = 0,56\text{cm}^2$$

NB : La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcule l'espacement qui lui correspond.

On suppose un cadre et un étrier de $\emptyset 8$.

➤ Calcul à la torsion

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion par la formule

$$\tau_u = \frac{Mt}{2.e.\Omega}$$

M_u =le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée

$$M^{\text{Torsion}} = M_a = 15.11 \text{ KN.m}$$

b_0 =l'épaisseur de la paroi considérée

Ω : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$e = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$M_T = 15.11 \text{ KN.m}$$

• Armatures longitudinales

$$\Omega = (b-b_0)*(h-b_0) = 875 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{U * M_u}{2 * \sigma_s}$$

$$U = 2[(b-e)+(h-e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{120 * 15.11}{2 * 875 * 348} * 10^3 = 2.97\text{cm}^2$$

▪ Section d'armatures finale

$$\text{En travée : } A^t = A_{\text{flexion}} + A_{\text{Torsion}} / 2 \quad , \quad A^t = 3.57 + 2.97/2 = 5.06\text{cm}^2$$

Soit : $A^t = 3HA16 = 6.16 \text{ cm}^2$

En appui: $A^a = A_{\text{flexion}} + A_{\text{Torsion}} / 2$; $A^a = 7.24 + 2.97 / 2 = 8.73 \text{ cm}^2$

Soit : $A^a = 6HA114 = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:** $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{to}^2 + \tau_{fl}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91(chap.1.3)}$

- On a $V_{\text{max}} = 116.88 \text{ KN}$; $\tau_{fl} = 1.025 \text{ MPa}$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tu}}{2 * e * 0.0875} = \frac{15.11}{2 * 0.05 * 0.0875} = 1.71 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.98 \text{ MPa} \leq \tau = \min(0.13 * \frac{f_{t28}}{f_e}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition} - \text{vérifiée}$

➤ **Calcul des armatures transversales a la torsion :**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 \quad A_t^{\text{min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales : on a $s_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $s_t = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_t^{to} = (M_{tr} * S_t * y_s) / (2 * f_e * \Omega) = ;$$

$$A_t^{tr} = 0.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en travée}$$

$$A_t^{tr} = 0.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en appui}$$

- **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = A_t + A_t^{tr}$$

$A = 0.56 + 0.25$; $A = 0.81 \text{ cm}^2$ on choisit : un cadre et un étrier de HA8

Vérification a l'ELS

L'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $0.5 * b * y^2 + 15 * A * d = 0$; $I = (b/3)y^3 + 15 * A * (d-y)^2$

Aux appuis : $M_a = 61.54 \text{ KN.m}$; $y = 14.36 \text{ cm}$; $I = 102820.74 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{61.54 \times 10^3}{102820.74} \times 14.36 = 8.59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \text{vérifiée}$$

Aux travée : $M_t = 30.76 \text{ KN.m}$; $y = 11.56 \text{ cm}$; $I = 53175.34 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.76 \times 10^3}{53175.34} \times 11.56 = 6.69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \text{vérifiée}$$

- **Évaluation de la flèche**

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{P_s \times l^4}{384EI}$$

I: l'inertie de la poutre

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = 30 \cdot 40^3 / 12 = 0.0016 \text{ cm}^4$$

E : module de young $E = 32000 \text{ MPa}$

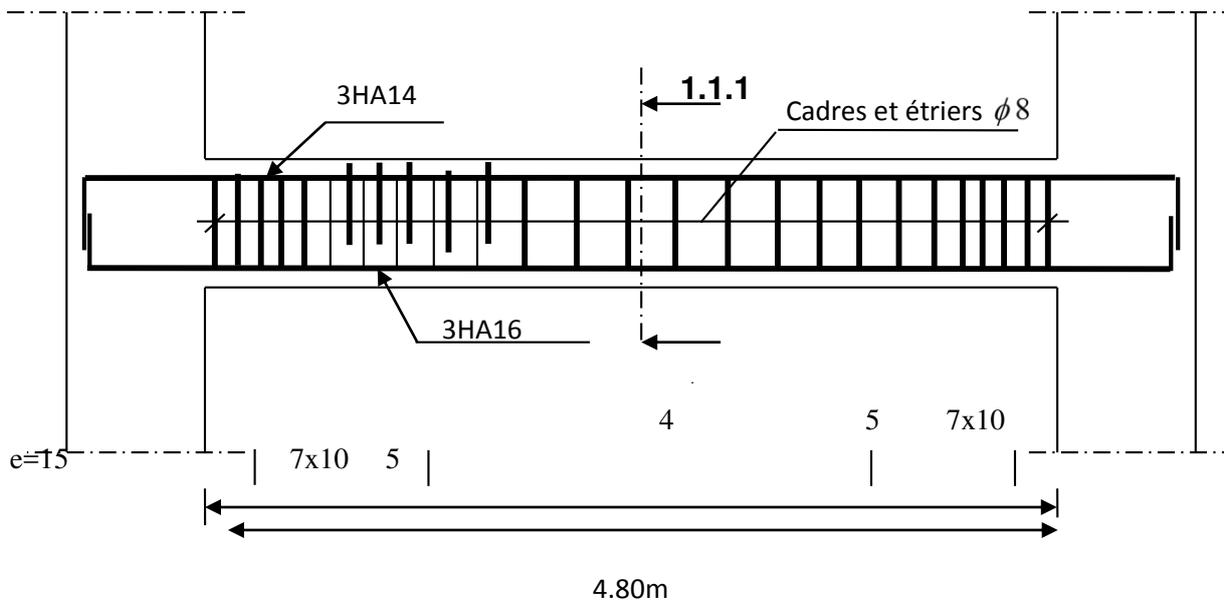
L : longueur de la poutre $L = 4.80 \text{ m}$

$$P_s = 32.05 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $f < f^*$ avec $f^* = l/500 = 0.96 \text{ cm}$, $f = 0.095 \text{ cm}$

$f < f^*$ condition vérifié, donc la poutre ne risque pas de fléchir .

Schéma de Ferrailage



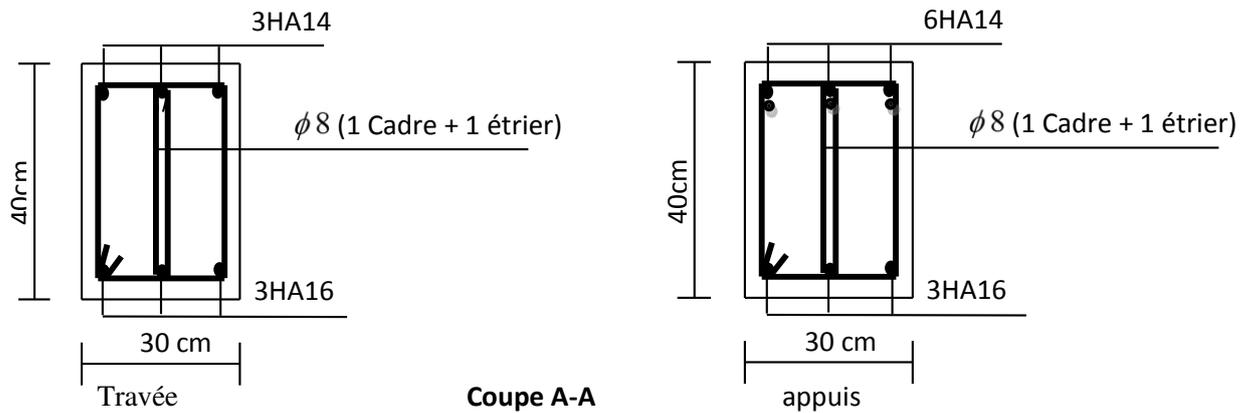


Fig.III.13 : Ferrailage de la poutre palière

III.6. Étude de la poutre de chaînage noyée :

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du garde-corps plus le poids de planche.

III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre :

a) hauteur h_t :

$h=24\text{cm}$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

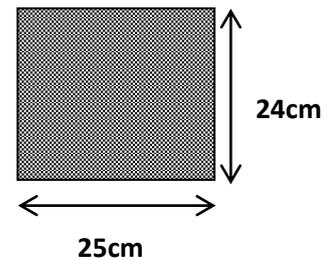
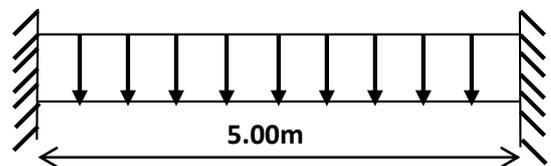
La condition ($h \geq 25\text{cm.}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h_t = 24\text{cm}$.

b) Largeur b :

On prend $b=25\text{cm}$.

La section de notre poutre de chaînage est (24x25).



c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 24\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 25\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = \frac{24}{25} = 0.96 < 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

III.6.2. Détermination des charges et surcharges

1. Poutre de chaînage au niveau des portes à faux

-Charges permanentes :

Le poids propre de la poutre..... $0.24 \times 0.25 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre de garde -corps 1 KN/ml .

Le poids du plancher..... $5.36 \times 0,60 = 3.21 \text{ KN/ml}$

$G_p=5.71\text{KN/ml}$.

-Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0,60 = 2.1 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$q_{up} = 1,35(5.71) + 1,5(2.1) = 10.91 \text{ KN/ml}$$

➤ **Schéma statique à l'ELU:**

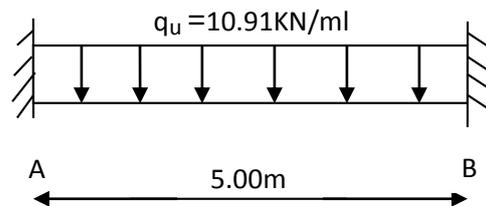


Fig (III.14) : Schéma statique de la poutre noyée à l'ELU.

III.6.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Les moments fléchissant:**

▪ **En travée :**

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{10.91 \times 5.0^2}{24} = 11.36 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{10.91 \times 5.0^2}{12} = 22.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.91 \times 5.00}{2} = 25.27 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

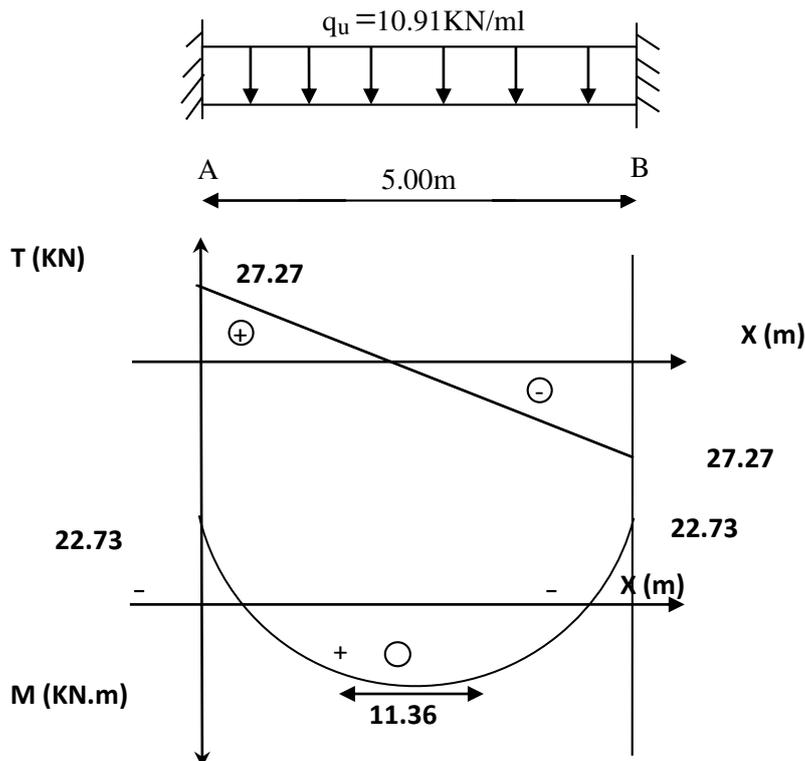


Fig.III.15 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-6-5) Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Soit un enrobage $c=2\text{cm}$; $d=22\text{cm}$.

$$\mu = \frac{11,36 \times 10^2}{25 \times 22^2 \times 1,42} = 0,0145 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,0145; z = 0,218; \alpha = 0,0183$$

$$A_t = \frac{M_t}{z * \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11,36 \times 10^2}{0,218 \times 34,8} = 1,49 \text{ cm}^2. \quad \text{On opte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22,73 \times 10^2}{0,25 \times 22^2 \times 1,42} = 0,123 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,123; z = 0,204; \alpha = 0,178$$

$$A_a = \frac{M_a}{z * \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{11.49 \times 10}{0,212 \times 348} = 3.19 \text{ cm}^2. \quad \text{On opte : 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

III.6.6. Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,66 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art.A5.1.211) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.27 \times 10^3}{250 \times 220} = 0,50 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,53 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Sur le béton :

$$Vu \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b.d.0,9.f_{c28} \Rightarrow Vu \leq \frac{0,4}{1,5} \times 25 \times 28 \times 0,9 \times 2,5 = 420 \text{ kN.}$$

$$Vu = 28.91 \text{ kN} \lll 420 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

• Sur les armatures inférieures :

$$Vu = 27.27 \text{ kN}, M_a = 22.73 \text{ kn.m}, d = 22 \text{ cm.}$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[Vu + \frac{M_a}{0,9 d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[27.27 + \frac{-22.73}{0,9 \times 0,220} \right] = -0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,35 \text{ cm}^2 \geq -0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

d) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.2; 2\}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$ (Soit un cadre)

e) Écartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{0,9.d; 40 \text{ cm}\} = 19.8 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 12.5 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{25 \times 12,5} = 1,29 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa. (Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification selon le R.P.A 99 :**

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ \frac{24}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right\}.$$

$$S_t \leq \min \{6 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}\}.$$

Soit : $S_t = 5 \text{ cm}$.

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}.$$

Soit : 12 cm .

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 25 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

III.6.7. Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q.$$

$$q_{sp} = 5,71 + 2,1 = 7,81 \text{ KN/ml}$$

➤ **Schéma statique :**

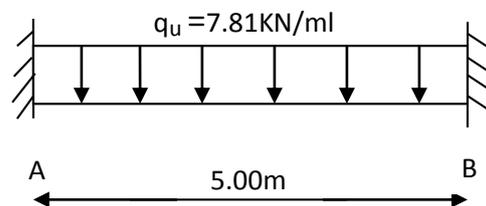


Fig .III.16 : Schéma statique de la poutre noyée à l'ELS.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

➤ **Les moments fléchissant:**

- **En travée :**

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{7.81 \times 5.0^2}{24} = 8.13 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{7.81 \times 5.0^2}{12} = 16.26 \text{ KN.m}$$

III.6.8. Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

b. Etat limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1)

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

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

$$\text{Avec : } 0,5 \cdot b \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot d = 0 ; I = (b/3)y^3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

Aux appuis : $M_a = 16.26 \text{ KN.m}$; $y = 2.09 \text{ cm}$; $I = 0.0007955 \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.26 \times 10^3}{0.0007955 \times 10^{-8}} \times 0.209 \times 10^{-2} = 4.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Aux travée : $M_t = 8.13 \text{ KN.m}$; $y = 2.05 \text{ cm}$; $I = 0.0007619 \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.13 \times 10^3}{0.0007619 \times 10^{-8}} \times 2.05 = 2.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation :

*Vérification de la flèche :

- Evaluation de la flèche

Pour une poutre encadrée de ses extrémités ,la flèche est :

$$f = \frac{P_s \times l^4}{384EI}$$

I: l'inertie de la poutre

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = 25 \cdot 24^3 / 12 = 0.000829 \text{ cm}^4$$

E : module de young $E = 32000 \text{ MPa}$

L : longueur de la poutre $L = 5 \text{ m}$

$$P_s = 32.05 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $f < f^*$ avec $f^* = l/500 = 1 \text{ cm}$, $f = 0.053 \text{ cm}$

$f < f^*$ condition vérifié, donc la poutre ne risque pas de fléchir.

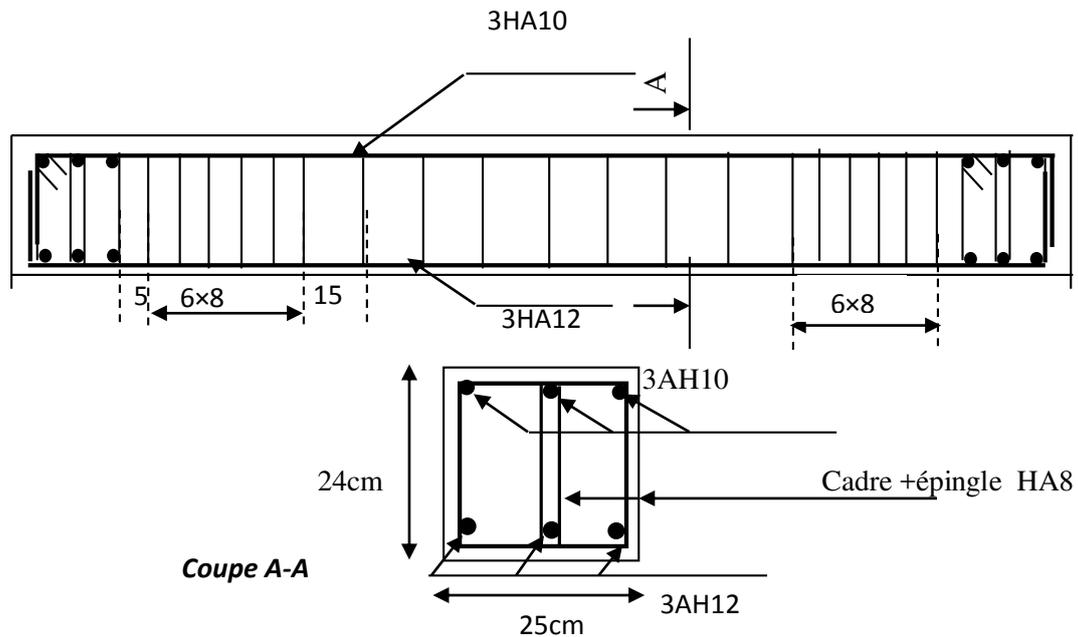


Fig.III.17 : Ferrailage de la poutre noyée

III.6) ETUDE DE L'ASCENSEUR

III.6.1) Description :

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer verticalement des personnes vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur muni d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

III.6.2) Caractéristiques : [Annexe 02]

Dans notre structure on utilise un ascenseur de 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Vitesse de levage : **1,6 m/s.**

Course maximale : **50 m.**

Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 1,40 \times 1,65 (m^2)$.***

Charge due à la salle machine : **PM = 15 KN.**

Charge due à l'ascenseur : **DM = 51 KN.**

Charge accidentelle due à la rupture des câbles d'ascenseur : **F_c = 145 KN.**

La charge nominale est de **6,3 KN.**

III.6.3) Etude de la dalle de l'ascenseur

- Epaisseur de la dalle

$L_x = 2.10 \text{ m}$

$L_y = 2.20 \text{ m}$

La dalle de local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes

Soit : $h = 20 \text{ cm}$

▪ **Evaluation des charges et surcharges**

- Poids propre de la dalle et de revêtement

$$G_1 = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la cuvette

$$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.62} = 31.39 \text{ KN / m}^2$$

- Poids total

$$G_t = G_1 + G_2 = 6.1 + 31.39 = 37.49 \text{ KN/m}^2$$

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

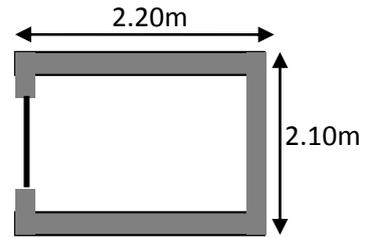


Fig III.18. Schéma de la Cage d'ascenseur.

- **1^{er} Cas : charge uniformément répartie**

$$P_u = 1,35 \times 37.49 + 1,5 \times 1 = 52.11 \text{ KN/m}^2$$

a) Evaluation des moments : [BAEL91]

✓ L'ELU

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots \dots \dots \text{[Annexe 02]}$$

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,0419 \times 73.71 \times (1,70)^2 = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.8661 \times 9.42 = 8.14 \text{ KN.m}$$

1. Travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.42 = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.14 = 6.92 \text{ KN.m}$$

2. Appuis

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.42 = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 2.13 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

b = 100cm, h = 20cm, dx = 18cm, dy = 17cm, f_{bu} = 14, 2 Mpa.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

✓ **En travée**

Tableau III.22 : Ferrailage en travée :

	$M_T \text{ (kn. m)}$	$A \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
Sens x-x	8.01	1.29	4 HA 10=3,14
Sens y-y	7.11	1.14	4 HA 10=3,14

✓ aux appuis

Tableau III.23 : Ferrailage aux appuis

	$M_T (KN.M)$	$A \text{ calculé } (cm^2)$	$A \text{ adopté}(cm^2)$
Sens x-x	2.83	0.45	4 HA 10=3,14
Sens y-y	2.13	0,34	4 HA 10=3,14

c) Verification :[BAEL91]

✓ ELU

1. Condition de non fragilité

$$A_x^{\min} = 0,8\%_0 * \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) * b * h = 0,0008 * \left(\frac{3-0,95}{2}\right) * 0,20 = 1,64Cm^2 \dots\dots\dots(x-x)$$

$$A_y^{\min} = 0,8\%_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,20 = 1.6Cm^2 \dots\dots\dots (y-y)$$

○ **Tableau récapitulatif des résultats de calcul :**

Tableau III.24 : Vérification de la condition de non fragilité :

	$A_t (cm^2)$	$A_a (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	Type	$A_{\text{adopté}} (cm^2)$	OBS
Sens x-x	1.29	0,45	1,64	4HA10	3,14	vérifiée
Sens y-y	1.14	0,34	1,6	4HA10	3,14	vérifiée

• **Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 20cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 20cm$

c) Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 36.48KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.10KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{37.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21MPa < 1.25MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Vérification à l'effort tranchant :

	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Sens x-x	36.48	0,20	1,25	Vérifiée
Sens y-y	37.10	0,21	1,25	Vérifiée

✓ ELS

$P_s = G+Q = 37.49+1 = 38.49\text{KN/m}^2$

▪ **Évaluations des moments**

$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots\dots \text{[Annexe 01]}$

$\nu = 0,2$

$M_x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0,0483 \times 38.49 \times (2.10)^2 = 8.20\text{KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.9236 \times 8.86 = 7.57 \text{ KN.m}$

1. Travée

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.20 = 6.97\text{KN.m}$

$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.57 = 6.43\text{KN.m}$

2. Appuis

$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8.20 = 2.46\text{KN.m}$

$M_{ay} = 2.27\text{KN.m}$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

$\sigma_{bc} (= 3.92\text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}) = 201.63\text{MPa}$

$\sigma_s (= 121.88\text{MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 240\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

• **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. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

○ **2^{ème} cas charge concentrée :**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20$ cm.

On a: $P = PM + DM + 6,3 = 72,3$ KN.

$h_0 = 20$ cm : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5$ cm : revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 2.10$

b_0 et V dimensions // $l_y = 2.20$

U et V les cotés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

Avec :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \end{cases}$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) $v = 1,6$ m/s ($a_0 = b_0 = 80 \times 80$ cm)

$$U = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

▪ **Calcul à l'ELU**

a) Évaluations des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu : \text{coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 l'ELS).}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\rho = \frac{210}{220} = 0,95 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110}{210} = 0,52 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110}{220} = 0,5$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

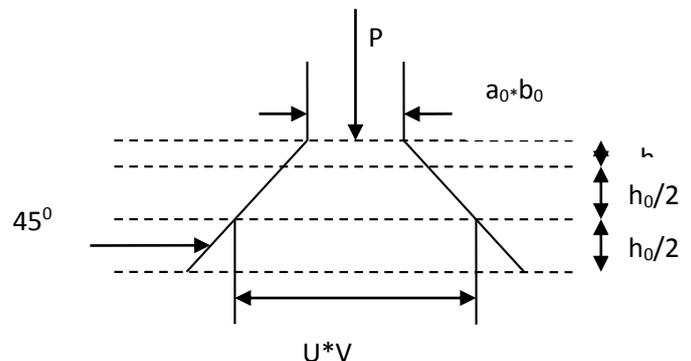


Figure III.19. Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur

$$M_1 = 0,098 \quad \dots\dots\dots[\text{Annexe 03}]$$

$$M_2 = 0,08$$

$$P_u = 1,35 * 72,3 = 97,605 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 97,605 * 0,098 = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97,605 * 0,08 = 7,81 \text{ KN.m}$$

b) Évaluations des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0410$$

$$\mu_y = 0,8875$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,05 = 6,1 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35 * 6,1 + 1,5 * 1 = 9,73 \text{ KN/ml.z}$$

$$M_{x2} = 0,041 * 9,73 * (2,1)^2 = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8875 * 1,76 = 1,56 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,37 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

• Les moments en travée et en appui :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 9,37 = 7,97 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 11,33 = 9,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 11,33 = 3,40 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , h = 20 \text{ cm} , d_x = 18 \text{ cm} , d_y = 17 \text{ cm} , f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul sont données dans les tableaux qui suivent:

1. En travée :

Tableau III.27: Ferrailage en travée :

	$M_T (kn.M)$	A Calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
Sens x-x	9.93	1.60	4 HA 10=3,14
Sens y-y	7.97	1.36	4 HA 10=3,14

2. Aux appuis

Tableau III.28 : Ferrailage en appuis

	$M_T (kn.M)$	A Calculé (cm ²)	A adopté(cm ²)
Sens x-x	3.40	0,57	4 HA 10=3,14
Sens y-y	3.40	0,57	4 HA 10=3,14

e) Vérification : [BAEL91]

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

$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$, $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$, HA fe E400

$$\rho = 0,95 > 0,4 \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,95}{2} \right) * 0,2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,62 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

$A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,6 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- **Le diamètre des barres**

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- **Vérification au poinçonnement :**

On doit vérifier : $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$U_c = 2 (U + V) = 2 (110 + 110) = 440 \text{ cm}$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

Or : $P_u (=1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}) < 660 \text{ KN}$ Vérifiée.

On doit aussi vérifier que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d} < \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28}$$

$$\tau = \frac{97.605}{4.4 * 0.18} = 0.123 < \bar{\tau} = \frac{0,07}{1,5} * 25 = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage de la charge (milieu)

$U=V$

$$u : V_u = \frac{97.605}{3 \times 1.1} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.57}{0.18 * 1} = 0.164 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification à L'ELS : [BAEL91]

▪ Évaluations des moments dus au système de levage

$$Q_{\text{ser}} = 72,3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 72,3 (0,098 + 0,2 * 0,08) = 8.24 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72,3 (0,08 + 0,2 * 0,098) = 7.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ Évaluations des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

On a : $q_s = q + g = 1 + 6.1 = 7.1 \text{ KN/m.}$

$$\rho = 0,95 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0483 \quad \mu_y = 0,9236$$

$$M_{x2} = 0,0483 * 7,1 * (2.10)^2 = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9236 * 1,01 = 1.40 \text{ KN.m}$$

▪ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.24 + 1,51 = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.20 + 1.40 = 8.60 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 * 9.75 = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 8.60 = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 * M_x = 2.93 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad M_{tx} = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2.53MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

On vérifie : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 240MPa$$

$$\sigma_s (=124.7MPa) < \bar{\sigma}_s (= 240MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2.État limite d'ouverture des fissures

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

3. État limite de déformation (la flèche)

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{3}{80}$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 \cdot M_0}$$

$$3. \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.7 : 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 : $G = 2.68 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

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)

$$C_p = 0.8$$

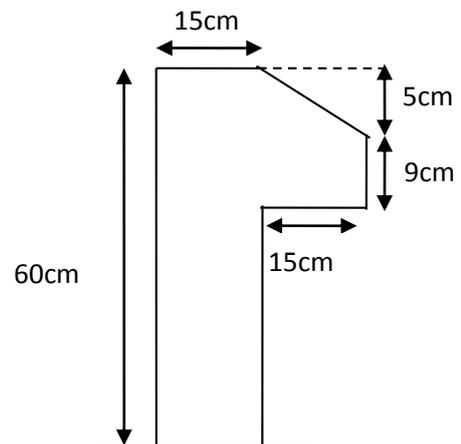


Fig III.20 : Dimensions de l'acrotère

$$W_p = 2.68 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.68 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

-Calcul de centre de gravité de la section :

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

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 15) \times 7.5 + (10 \times 9) \times 22.5 + (15 \times 5) \times (1/2) \times 20]}{60 \times 15 + 15 \times 9 + (15 \times 5) \times (1/2)} = 8.88 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 15) \times 30 + (15 \times 9) \times 50.5 + (15 \times 5) \times (1/2) \times 56.67]}{60 \times 15 + 15 \times 9 + (15 \times 5) \times (1/2)} = 33.51 \text{ cm}$$

-Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.68 \text{ KN}$

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 :

$$M_G = 0$$

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

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.29 \times 0.335 = 0.43 \text{ KN.m}$$

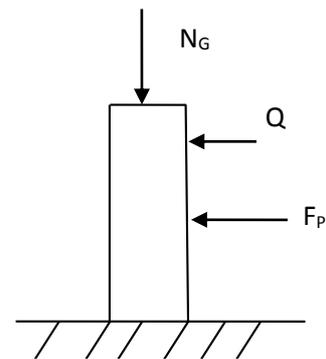


Fig III.21:Schéma statique de l'acrotère

-Combinaison d'action :

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

Tableau III.29 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.68	3.62	2.68
M (KN .m)	0.6	0.9	0.6

-Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.62} = 0.25 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

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

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ 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 = 0.25m

e_a = excentricité accidentelle.

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

$$e = 0.25 + 0.02 = 0.27 \text{ m}$$

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 $h_0 = 15 \text{ cm}$

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 :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20 e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.15} = 8 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.25}{0.15}\right) = 33.3$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.15 \times 10^4} (2 + 0) = 0.003$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.25 + 0.02 + 0.003 = 0.273 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 3.68 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 3.62 \times 0.273 = 0.988 \text{ KN.m}$$

À PÉLU :

$$N_u = 3.62 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.988 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.988}{3.62} = 0.27 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.27 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

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.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0049$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0062$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.26 - \frac{3.62 \times 10^{-3}}{348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$ vérifiée

-Armature de répartition :

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

Soit : $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

-L'espacement :

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

-À l'ELLS :

La vérification à effectuer 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 :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.68} = 0.22 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

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

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.22 - 0.075 = 0.145 \text{ m}$$

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

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.15^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.15) = -0.068$$

$$m^2 q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.15^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.15)^2 = -0.0098 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.068 y_c - 0.0098 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.15 \leq y_c \leq 0$$

$$y_c = -0.145 \text{ m}$$

$$y = -0.145 + 0.15 = 0.005 \text{ m}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.005^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.005) = -3.64 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$-0.008 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.68 \times 10^{-3}}{-3.64 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.005) = -13.80 \text{ MPa} \leq \sigma'_s = 240 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage

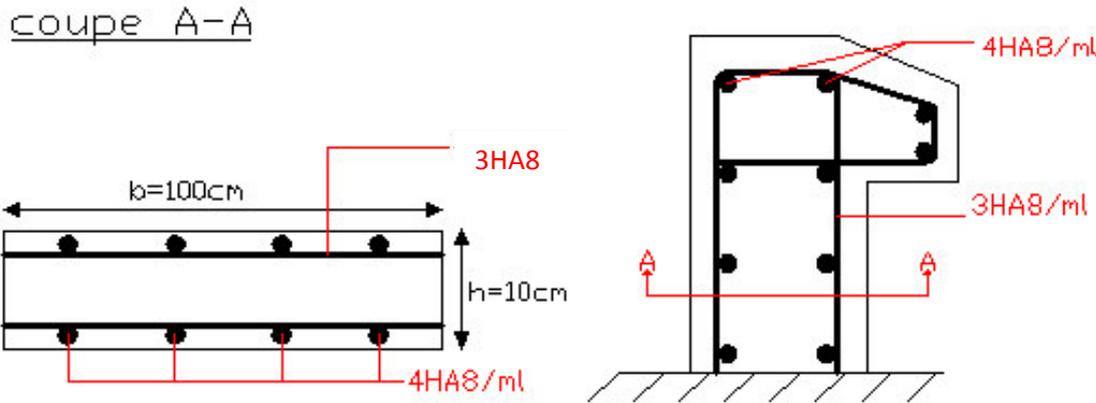


Fig.III.22 : Ferrailage de l'acrotère

IV.1) Introduction :

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, pour cela il a été fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IV.2) Modélisation :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

IV.3) Méthodes de calcul :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.
3. Méthode d'analyse par accélérographes.

IV.3.1) Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode : [RPA] :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

• **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.
- le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

• **Calcul de la force sismique totale :**

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

RPA99 (Tableau 4.1)

Tableau IV.1 : Valeur de A .

<i>Zone sismique</i>	<i>Groupe d'usage</i>	<i>Coefficient (A)</i>
IIa	2	0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Tableau IV.2: Valeur de R.

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portiques/voiles avec interaction	5

Q : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA99 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau (4-4) du RPA99/2003.

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q .

Pénalités	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
Somme	1,2	1,2

W : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA99/2003.

$\beta = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation

$\beta = 0,6 \rightarrow$ Usage commercial

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 40072.708KN$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

• $T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$ (1) **RPA99 (Formule 4-6)**

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

Tableau IV.4 : Valeurs de C_T .

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

$h_N = 34.4m$

$C_T = 0,05$

$T = 0.05 * (34.4)^{\frac{3}{4}} = 0.71...$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

- $T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ (2) **RPA99 (Formule 4-7)**

Où D est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.
 Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$D_x = 17.45m \Rightarrow T_x = 0,74s$

$D_y = 18.75m \Rightarrow T_y = 0,72s$

- **Valeur de T_1 et T_2** **RPA 99 (Tableau 4.7)**

D’après le rapport de sol établi par (L.N.H.C) le site d’implantation de notre structure est un sol ferme

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.5 : Valeurs de T_1 et T_2 .

Nature du sol	site	T_1	T_2
Ferme	2	0,15	0,40

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{array} \right.$$

$T_x = \min (0,74s; 0.71s) = 0,71s$

$T_y = \min (0,72s; 0.71s) = 0,71s$

D’après le RPA99, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D’où (T) à prendre en considération est :

$T_x = 1,3 * 0,74 = 0,962s.$ $T_y = 1,3 * 0,72 = 0,936s$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$... Facteur de correction d’amortissement.

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$\xi = 7\% \rightarrow$ Construction auto stable

$\xi = 10\% \rightarrow$ Contreventement par voiles

Pour une construction mixte en prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

D'où $\eta = 0,816$ donc $D_x = D_y = 1,39$

Et

$$V = \frac{A * D * Q_x}{R} * W = V = \frac{0.15 * 1.39 * 1.2}{5} * 40072.7 = 2005.23$$

$$V = \frac{A * D * Q_y}{R} * W = V = \frac{0.15 * 1.39 * 1.2}{5} * 40072.7 = 2005.23$$

IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique :

- **Modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **les hypothèses :**

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

- **Spectre de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

- Schéma du spectre de calcul

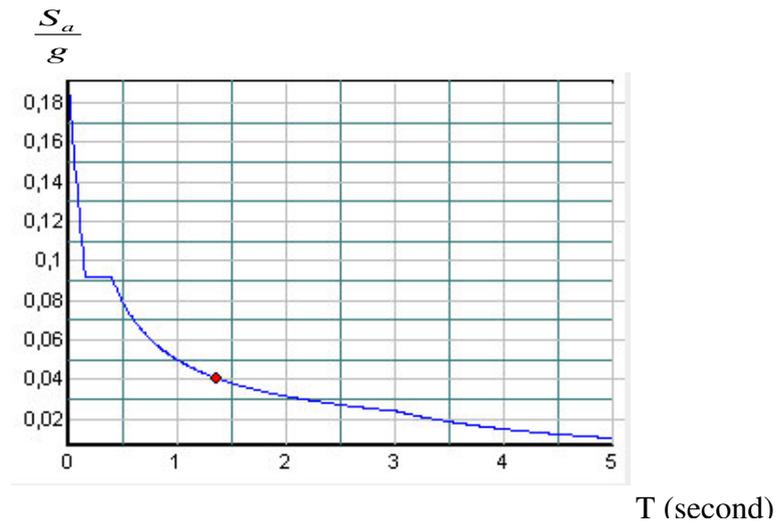


Figure IV.1: Spectre de calcul EX.

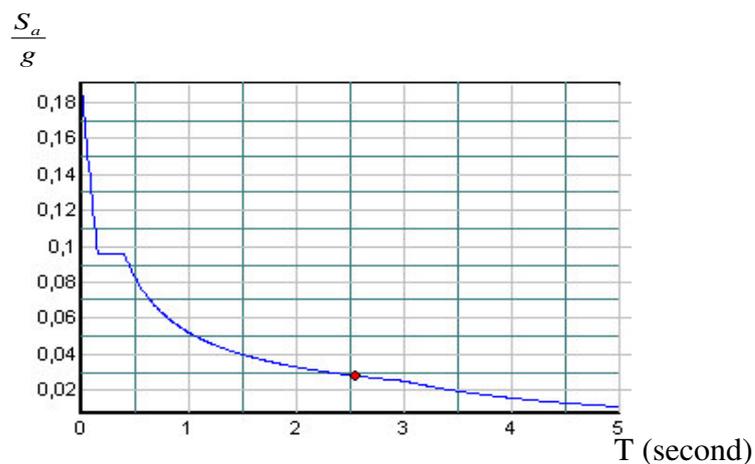


Figure IV.2: Spectre de calcul EY.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

IV.3.3) Par Accélérogrammes :

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'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

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) La disposition des voiles adoptée :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit

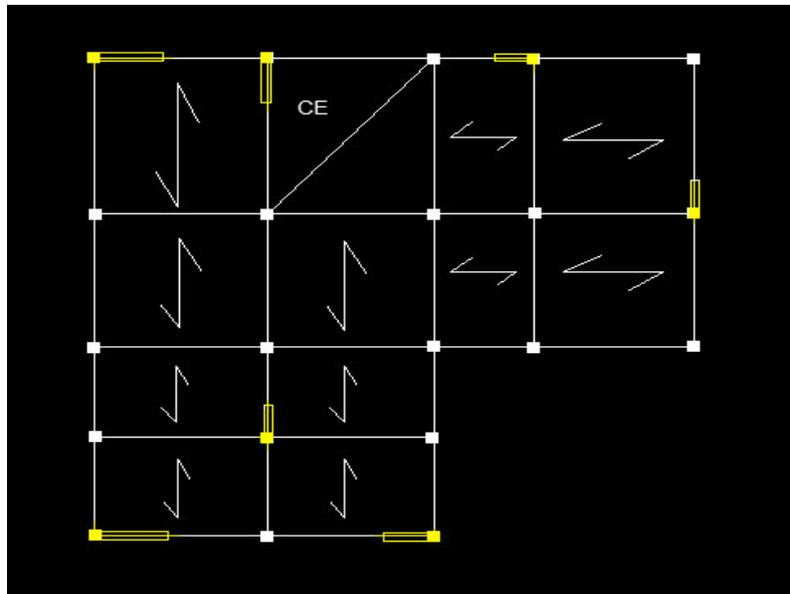


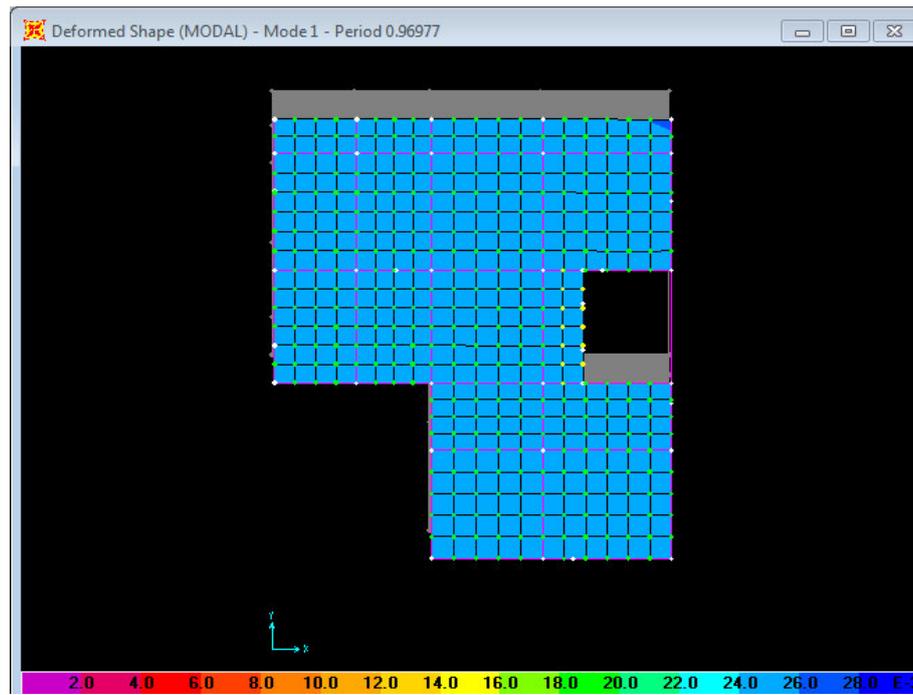
Figure IV.3: Disposition des voiles adoptée.

a) Modes de vibration et taux de participation des masses

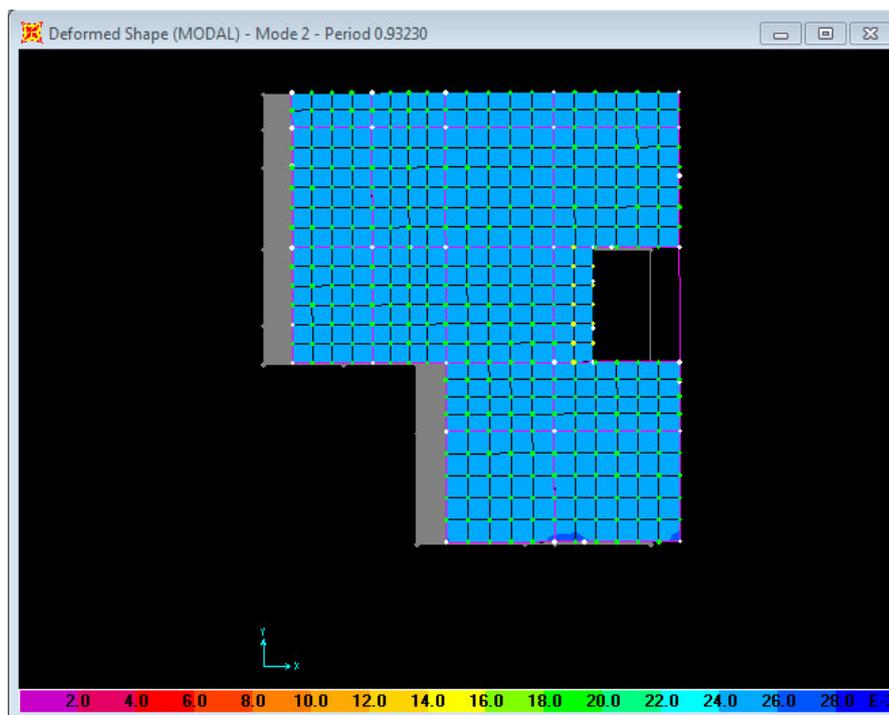
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: périodes de vibration et taux de participation des masses

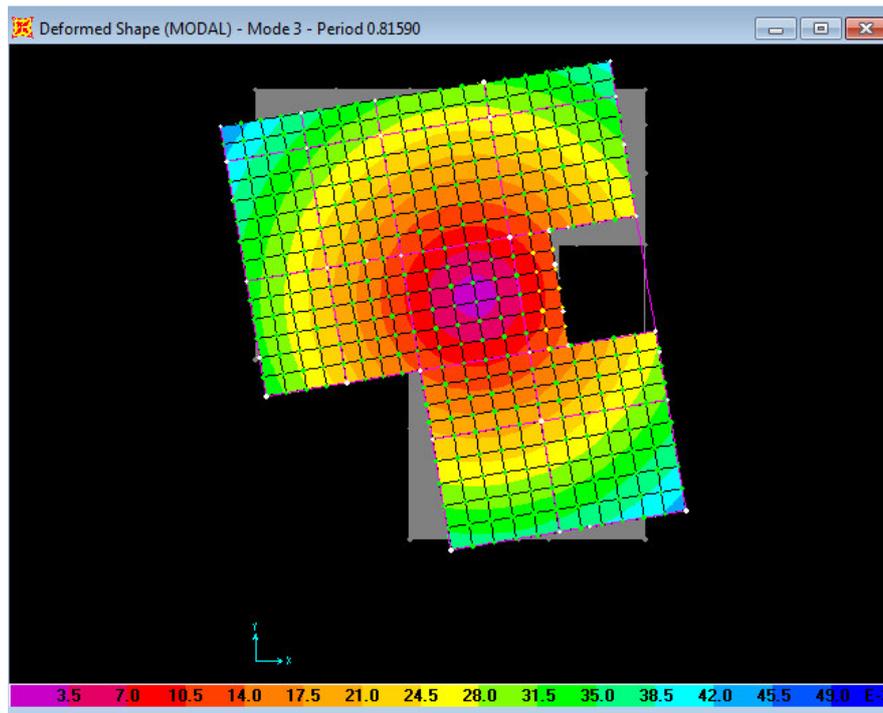
MODE	PEROIDES	UX	UY	SUM(X)	SUM(Y)
1	0.969768	0.00435	0.6346	0.00435	0.6346
2	0.932295	0.64339	0.00431	0.64774	0.63891
3	0.815903	0.00002876	0.00005396	0.64777	0.63896
4	0.413601	1.589E-07	3.174E-07	0.64777	0.63896
.
.
.
.
29	0.096617	0.0191	0.02575	0.90112	0.89795
30	0.092445	0.00224	0.00221	0.90336	0.90016



1^{er} mode de déformation translation selon y ($T=0.97s$)



2^{eme} mode de déformation translation selon x
($T = 0,932s$)



3^{ème} mode de déformation torsion autour de Z ($T = 0,816s$)

Figure IV.4: Modes de déformation

b) Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

IV.4.2) Interaction voiles-portique :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

1- Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Le tableau Suivant illustre les justifications voiles portiques sous charge vertical

Tableau IV.7: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
Entre-sole1	40551.131	5136.11	88.76	11.24
Entre-sole2	32879.897	6375.58	83.76	16.24
rdc	24506.22	5802.87	80.85	19.15
soupenite	23452.216	5551.997	80.86	19.14
1ere étage	20585.356	5095.008	80.16	19.84
2 ^{ème} étage	17709.119	4748.438	80.15	19.85
3 ^{ème} étage	14987.769	4214.983	80.05	19.95
4 ^{ème} étage	12219.65	3724.769	80.53	19.47
5 ^{ème} étage	11991.691	3001.219	79.89	20.02
6 ^{ème} étage	9140.228	2462.082	78.79	21.21
7 ^{ème} étage	4993.831	1415.729	77.9	22.1
8 ^{ème} étage	2974.668	951.749	75.76	24.24

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les quarts derniers étages.

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Le tableau Suivant illustre les justifications voiles portiques sous charge horizontales donne les deux sens x-x et y-y :

Tableau IV.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Entre-sole1	1054.754	417.866	71.63	28.37	1003.151	432.925	69.85	30.15
Entre-sole2	1002.438	441.183	69.44	30.56	1009.906	406.282	71.31	28.69
rdc	714.734	573.84	55.47	44.53	675.593	563.04	54.54	45.46
soupenete	753.204	520.423	59.14	40.86	727.378	527.362	58	42
1ere étage	830.869	366.98	69.4	30.63	791.129	384.548	67.3	32.7
2 ^{ème} étage	719.638	384.227	65.19	34.80	683.451	408.849	62.57	37.43
3 ^{ème} étage	698.109	313.919	68.98	31.02	672.242	326.772	67.3	32.7
4 ^{ème} étage	586.789	315.195	65.06	34.94	565.161	327.681	63.3	36.7
5 ^{ème} étage	569.688	223.438	71.83	28.17	551.1	232.255	70.35	29.65
6 ^{ème} étage	435.331	226.572	65.77	34.23	420.459	237.931	63.86	36.14
7 ^{ème} étage	397.682	140.019	73.95	26.05	379.714	144.955	72.37	27.63
8 ^{ème} étage	315.698	128.536	71.07	28.93	315.965	115.168	73.3	26.7

C) Vérification de l'effort normal réduit :

On doit vérifier que : $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tel que :

N_d : effort normal de calcul.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

niveau	N_d	A	N_{rd}	remarque
Entre sole 1,2et RDC	3636.876	70*70	0.296	vérifiée
Soupenete+1ere etage	2661.099	65*65	0.252	vérifiée
2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage	2033.851	60*60	0.226	vérifiée
4 ^{ème} étage+5 ^{ème} étage	1445.813	55*55	0.191	vérifiée
6 ^{ème} étage+7 ^{ème} étage	888.91	50*50	0.142	vérifiée
8 ^{ème} étage	421.172	45*45	0.083	vérifiée

d) Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ RPA99 (Article 5.10)

h_k : Hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
8eme etage	0.0155	0.0775	0	0.005	2.8	0.17	0.0166	0.083	0.078	0.005	0.007	
7eme etage	0.0145	0.0725	0.0025	0.005	2.8	0.17	0.0156	0.078	0.073	0.005	0.015	
6eme etage	0.0135	0.0675	0.008	0.006	2.8	0.21	0.0146	0.073	0.066	0.007	0.025	
5eme etage	0.0123	0.0615	0.017	0.0065	2.8	0.23	0.0132	0.066	0.059	0.007	0.032	
4eme etage	0.011	0.055	0.0245	0.007	2.8	0.25	0.0118	0.059	0.051	0.008	0.03	
3eme etage	0.0096	0.048	0.0325	0.0075	2.8	0.26	0.0102	0.051	0.0425	0.0085	0.034	
2eme etage	0.0081	0.0405	0.0405	0.008	2.8	0.28	0.0085	0.0425	0.033	0.0095	0.03	
1ere etage	0.0065	0.0325	0.048	0.008	2.8	0.28	0.0066	0.033	0.0245	0.0085	0.028	
souponce	0.0049	0.0245	0.055	0.0075	2.8	0.26	0.0049	0.0245	0.0155	0.009	0.025	
RDC	0.0034	0.017	0.0615	0.009	3.5	0.25	0.0031	0.0155	0.0066	0.009	0.025	
Entresol 1	0.0016	0.008	0.0675	0.0055	2.8 5	0.19	0.0013	0.0065	0.002	0.0045	0.17	
Entresol 2	0.005	0.0025	0.0725	0.0025	2.8 5	0.08 8	0.0004	0.002	0	0.002	0.17	

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.9 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.80 \text{ cm}$$

▪ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il 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 » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Donc le tableau Suivant illustre les vérification de (P- DELTA) donne les deux sens x-x et y-y

Tableau IV.11. Vérification L'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k cm)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)
8eme etage	2.8	4672.109	0.005	416.277	0.037	0.005	430.671	0.019
7eme etage	2.8	8901.45	0.005	534.431	0.071	0.005	531.431	0.03
6eme etage	2.8	13143.876	0.006	661.465	0.0828	0.007	658.4	0.05
5eme etage	2.8	17492.744	0.0065	799.684	0.0832	0.007	793.082	0.055
4eme etage	2.8	218440.144	0.007	909.695	0.0835	0.008	902.168	0.069
3eme etage	2.8	26306.155	0.0075	1013.217	0.079	0.0085	999.945	0.079
2eme etage	2.8	30767.363	0.008	1104.626	0.069	0.0095	1094.144	0.095
1ere etage	2.8	35182.476	0.008	1204.19	0.06	0.0085	1184.648	0.09
Souponte	2.8	39738.267	0.0075	1278.342	0.05	0.009	1260.21	0.10

RDC	3.5	41520.532	0.009	1288.451	0.043	0.009	1238.528	0.086
Entresol 1	2.85	53848.542	0.0055	1457.705	0.03	0.0045	1435.435	0.059
Entresol 2	2.85	62730.5	0.0025	1500.731	0.02	0.002	1468.732	0.03

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5.) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_i 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} .

$$V_{xdyn} = 1632.228KN$$

$$V_{ydyn} = 1632.228KN$$

On a

$$V_{stx} = 2005.23KN$$

$$V_{sty} = 2005.23KN$$

$$V_{xdyn} = 1632,228KN \geq 0.8 \times V_{stx} = 1604.19KN$$

$$V_{ydyn} = 1632,228KN \geq 0.8 \times V_{sty} = 1604.19KN$$

Condition vérifiée.

V.1) Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ses éléments principaux. Donc ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2) Études des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad 1.35G+1.5Q \\ 2) \quad G+Q \\ 3) \quad G+Q+E \\ 4) \quad G+Q-E \\ 5) \quad 0.8G+E \\ 6) \quad 0.8G-E \end{array} \right\} \quad \text{RPA99 (Article$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1) Les recommandations du RPA 99/2003□ **Les armatures longitudinales****RPA99 (Article 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \cdot b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

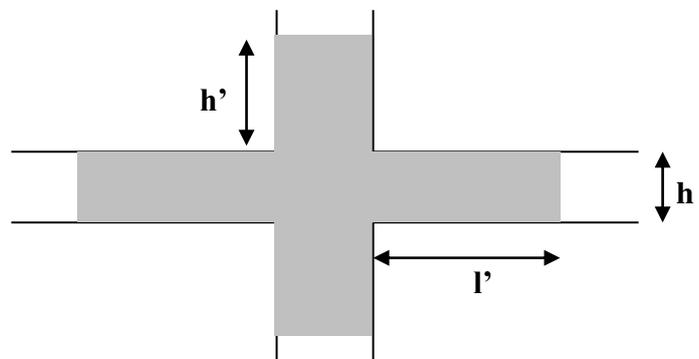


Figure V.1 : Zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.2.1. Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les Poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC et entre-sol1 et 2	70*70	39.2	19.6	29.4
soupenite et 1 ^{er} étage	65*65	33.8	16.9	25.35
2 ,3 ^{ème} étage	60*60	28.8	14.4	21.6
4,5 ^{ème} étage	55*55	24.2	12.1	18.15
6,7 ^{ème} étage	50*50	20	10	15
8 ^{ème} étage	45*45	16.20	8.1	12.15

□ Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_l}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

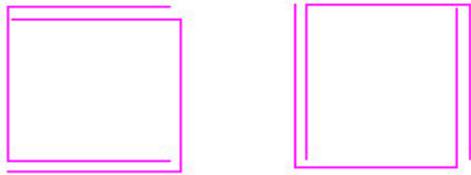
- 0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :



sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2.2. résumé des sollicitations dans les poteaux

poteaux	M_{max} , $N_{corresp}$		N_{max} , $M_{corresp}$		N_{min} , $M_{corresp}$	
	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)	N_{min} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)
70*70	189.6795	-170.398	-3736.876	10.3894	273.139	46.7977
65*65	-216.5604	-1827.867	-2661.099	-55.7823	-19.576	90.9818
60*60	161.8077	-1064.168	-2033.851	-46.6507	-59.175	12.5194
55*55	-132.2049	-844.204	-1445.813	-42.2627	-1.365	12.0692
50*50	-101.1245	-474.671	-888.91	-37.4943	44.5	6.2891
45*45	-95.6046	-162.848	-421.172	42.2242	46.751	-1.3172

V.2.2)-Calcul du ferrailage

- **Ferrailage longitudinale**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (**tableau V.2.3**).

- **Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau carré (70×70) le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

– $N_{max} = -3736.876KN$ $M_{cor} = 10.39NK.m$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$d = 0.65m$; $d_0 = 0.05m$

$N = -3736.876KN$

$M = 10.39 KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.0028m$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35 m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section armatures

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0)-MA \leq (0.337h-0.81d_0)b.h.fbu \quad (I)$$

$$MA = M+N \times (d-h/2) = 13.39+ 3736.876 \times (0.65-0.7/2)=1134.45KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 3736.876 \times 10^{-3} \times (0.70-0.05) - 1134.45 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2$$

$$1.3 \leq 1.35 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1134.45 * 10^{-3}}{0.7 * 0.65^2 * 14.2} = 0.270 < \mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.270 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.4$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.55m \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{1134.45 * 10^{-3}}{0.55 * 348} = 59.27 cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -48.53 < 0$$

b)-calcul sous Mmax et Ncor :

$$d = 0.65m; d_0 = 0.05m$$

$$N = 189.6795 KN$$

$$M = -170.398 KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.9m$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{170.398}{189.6795} = 0.9 \quad 0.9m > \frac{h}{2} = 0.35 m \Rightarrow \text{centre de pression à l'extérieure de la section,}$$

$\Rightarrow N$ est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - h/2) = 189.68 + 170.4(0.65 - 0.35) = 240.8$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{240.8 * 10^{-3}}{0.7 * 0.65^2 * 18.48} = 0.044 < 0.186$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.056$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.64m \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{240.8 * 10^{-3}}{0.64 * 400} = 9.4 cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 4.66 > 0$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 0.65 * 0.70 * 2.1 / 400 = 5.5 cm^2$$

c)-calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N = 273.139 \text{ KN}$$

$$M = 46.78 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.17 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46.78}{273.14} = 0.17 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow \text{centre de pression à l'intérieur de la section,}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \leq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 46.78 + 273.14 \times (0.65 - 0.7/2) = 128.72 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 273.14 \times 10^{-3} \times (0.70 - 0.05) - 128.72 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7 \times 0.7 \times 18.48$$

$$0.048 \leq 1.77 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{128.72 * 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 18.48} = 0.024 < \mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.64 \text{ m} \Rightarrow$$

$$A_l = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{128.72 * 10^{-3}}{0.64 * 400} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -0.68 < 0$$

Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V2.3. : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC et entre-sol 1 et 2	70*70	39.2	33.21	41.21	8HA20+8HA16
soupende et 1 ^{ère} étage	65*65	33.8	11.98	37.45	8HA20+8HA14
2, 3 ^{ème} étage	60*60	28.8	7.2	32.16	16HA16
4, 5 ^{ème} étage	55*55	24.2	6.05	24.63	16HA14
6, 7 ^{ème} étage	50*50	20	6.68	21.37	8HA14+8HA12
8 ^{ème} étage et terrasse	45*45	16.20	16.82	18.10	16HA12

calcul de Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_d}{h_1 f_e}$$

$V_u = 125.854 \text{ KN}$

$h = 70 \text{ cm}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\lambda_g = \frac{h}{a} = \frac{2.85}{0.7} = 4.07 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(15\phi_l; 15) \text{ cm} \rightarrow t \leq \text{Min}(15 \times 2; 15) = 15 \text{ cm}$

On adopte $t = 10 \text{ cm}$

Hors la zone nodale : $t' \leq (15\phi_l) \text{ cm} \rightarrow t' \leq (15 \times 2) = 30 \text{ cm}$

On adopte $t = 15 \text{ cm}$

Application numérique :

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_d \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 125.854 \times 0.15}{0.70 \times 400} \times 10^{-3} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre } 0.3\% \text{ et } 0.8\% \Rightarrow A_{min} = 0.375\% t b$

$A_t = 2.50 \text{ cm}^2 < A_{min} = 3.94 \text{ cm}^2$

Donc $A_{min} = 3.94 \text{ cm}^2$ on adopte trois cadres de 10 mm de diamètre C.-à-d. **6HA10**

Les résultats de calculs des armatures transversales des différents types des poteaux sont résumés au tableau suivant :

Tableau V.2.4 . Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

niveaux	Sections (cm2)	ϕ_l^{max} (cm)	V_d (KN)	l_r (cm)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)	barres
entre-sol1 et 2	70*70	2	125.85	80	10	15	2.50	3.95	4.71	6HA10
RDC	70*70	2	125.85	80	10	15	2.53	3.15	4.71	6HA10
Soupenle et 1 ^{ère} étage	65*65	2	109.62	80	10	15	2.30	3.05	4.71	6HA10
2, 3 ^{ème} étage	60*60	1.6	97.28	64	10	15	1.89	4.69	4.71	6HA10
4, 5 ^{ème} étage	55*55	1.6	90.55	64	10	15	1.96	4.53	4.71	6HA10
6, 7 ^{ème} étage	50*50	1.4	69.92	56	10	15	1.97	4.12	4.71	6HA10
8 ^{ème} étage et terrasse	45*45	1.6	59.53	64	10	15	1.86	3.71	4.71	6HA10

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max})$.
Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3) Vérifications

▪ **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0=3.5$ m et un effort normal égal à : 3736.876 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.45m \quad \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.202m \quad \text{(Rayon de giration).}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.45}{0.202} = 12.12 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = 0.46m^2 \quad \text{(Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.46 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 44.77 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 8362.86KN$$

On a $N_{\max} = 3736.876KN < N_u = 8362.86$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.2.5. Justification de l'effort normal ultime.

niveaux	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
entre-sol1 et 2	70*70	2.85	1.995	0.202	9.88	0.837	44.77	46.24	8470.5	3736.876
RDC	70*70	3.5	2.45	0.202	12.12	0.830	44.77	46.24	8362.86	3736.876
Soupenne et 1 ^{ère} étage	65*65	2.8	1.96	0.188	10.42	0.835	37.7	39.69	7232.2	2661.099
2, 3 ^{ème} étage	60*60	2.8	1.96	0.173	11.32	0.833	32.17	33.64	6121.4	2033.851
4, 5 ^{ème} étage	55*55	2.8	1.96	0.159	12.33	0.829	24.63	28.09	4899.4	1445.813
6, 7 ^{ème} étage	50*50	2.8	1.96	0.144	13.61	0.825	20.36	23.04	4104.24	888.91
8 ^{ème} étage et terrasse	45*45	2.8	1.96	0.13	15.08	0.837	20.11	18.49	3451.4	421.172

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$. \Rightarrow pas de risque de flambement.

- Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

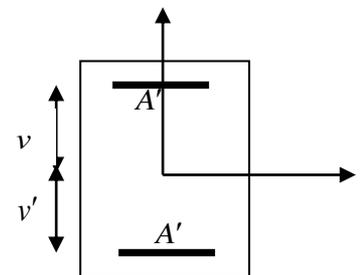


Fig. V.2. Section d'un poteau

Tableau V2.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section	D (cm)	As (cm ²)	Nser (KN)	Mser (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	V	V'
	(cm ²)							(cm ²)	(cm ²)
RDC et entre-soll et 2	70*70	65	44.77	2718.02	102.10	14.95	15	35.539	19.461
soupenete et 1 ^{ere} étage	65*65	60	37.7	1937.45	55.87	10.42	15	35.539	19.461
2,3 ^{eme} étage	60*60	55	32.17	1481.83	47.94	8.97	15	34.64	20.36
4,5 ^{eme} étage	55*55	50	24.63	1053.36	47.04	7.44	15	31.127	18.873
6,7 ^{eme} étage	50*50	45	20.36	648.27	40.98	5.63	15	30.439	19.561
8 ^{eme} étage	45*45	40	20.11	308.6	69.88	4.83	15	27.019	17.981

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

▪ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.7. Vérification des contraintes tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ _{adm} MPa	observation
entre-soll et 2	70*70	1.995	4.07	0.04	65	125.85	0.28	1	vérifiée
RDC	70*70	2.45	5	0.075	65	125.85	0.28	1.875	vérifiée
Soupenete et 1 ^{ere} étage	65*65	1.96	4	0.04	60	150.8	0.39	1	vérifiée
2,3 ^{eme} étage	60*60	1.96	4	0.04	55	110.77	0.34	1	vérifiée
4,5 ^{eme} étage	55*55	1.96	4	0.04	50	90.55	0.33	1	vérifiée

6,7 ^{ème} étage	50*50	1.96	4	0.04	45	69.92	0.31	1	vérifiée
8 ^{ème} étage et terrasse	45*45	1.96	4	0.04	40	59.53	0.33	1	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.4) Disposition constructive des poteaux

▪ **Longueurs de recouvrement : [RPA99]**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 * \varnothing$ en zone II

$\varnothing = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 16 = 64\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$

▪ **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h' .

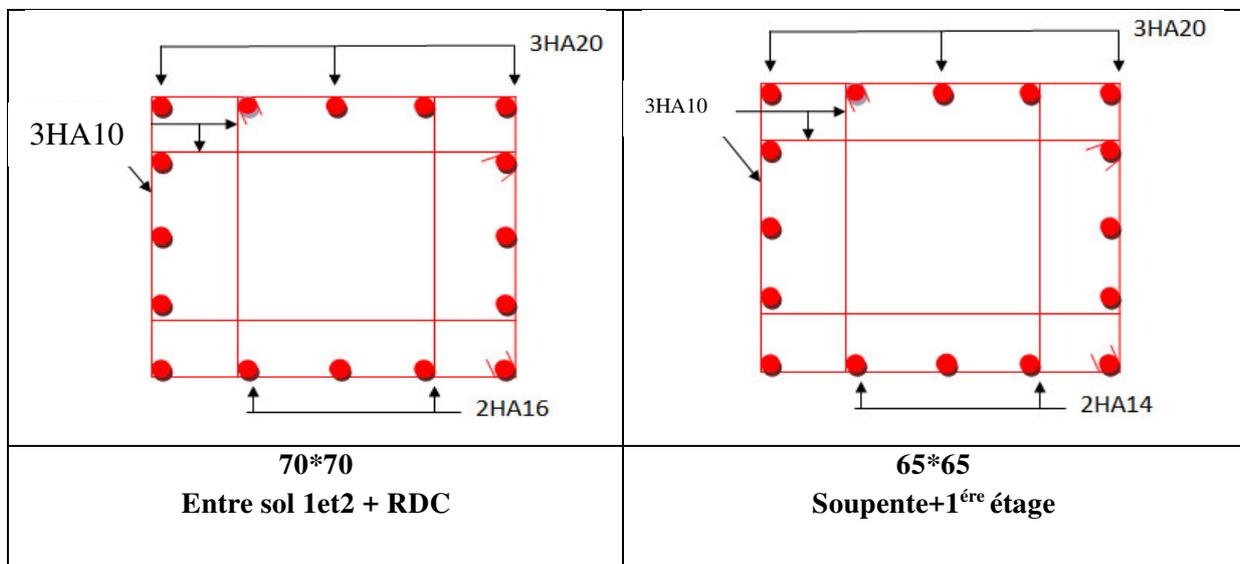
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

($h_1 * b_1$) : section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Tableau V.2.8. Définition de la zone nodale

Niveau	h' (cm)
entre-sol1 et 2	70
RDC	70
Soupenne et 1 ^{ère} étage	70
2,3 ^{ème} étage	65
4,5 ^{ème} étage	60
6,7 ^{ème} étage	60
8 ^{ème} étage et terrasse	60



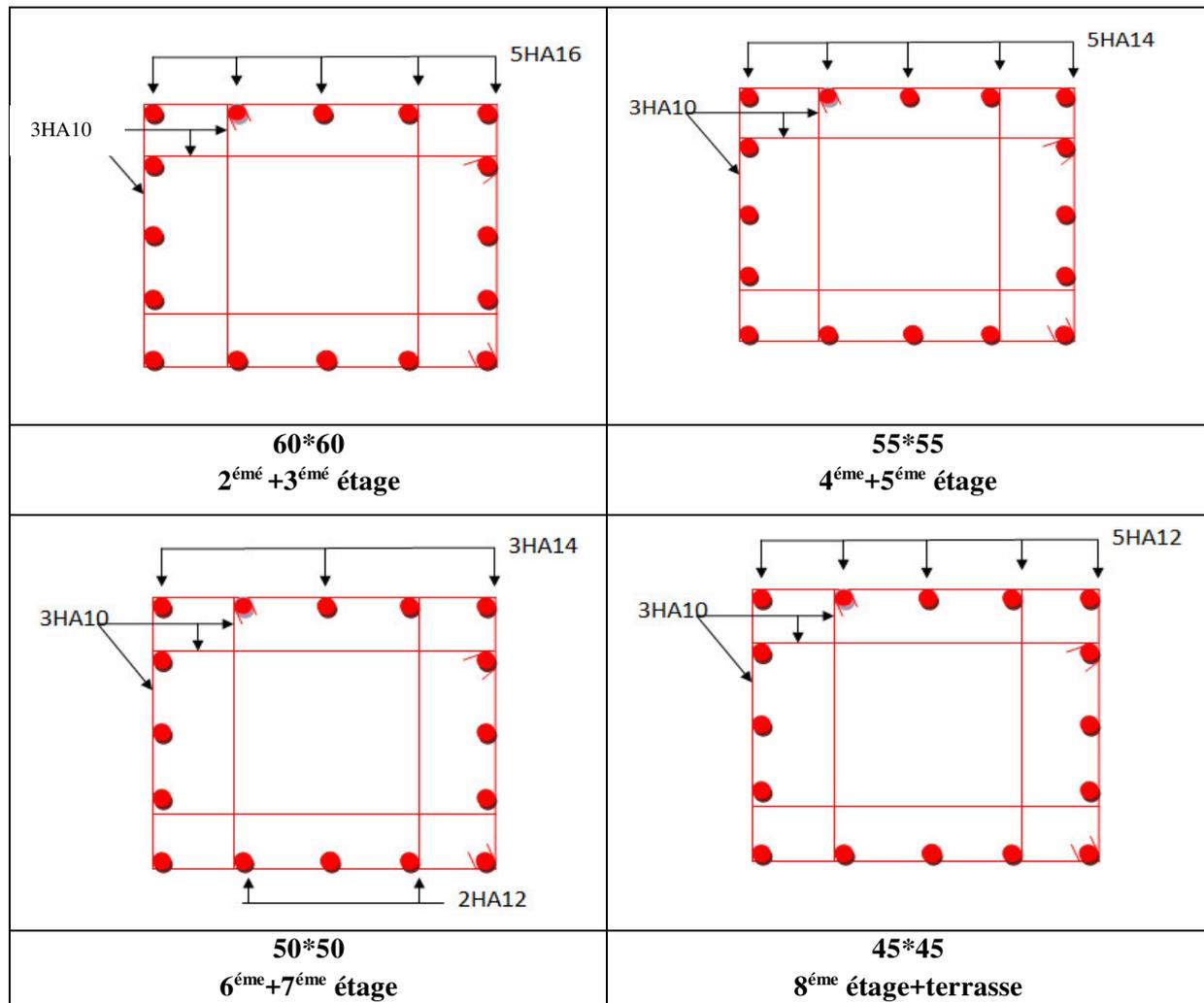


Figure V. 3. Schémas de ferrailage des poteaux

V.3) Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article

V.3.1) Recommandation du RPA99

- **Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° . **armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ces recommandations sont résumées dans le schéma suivant :

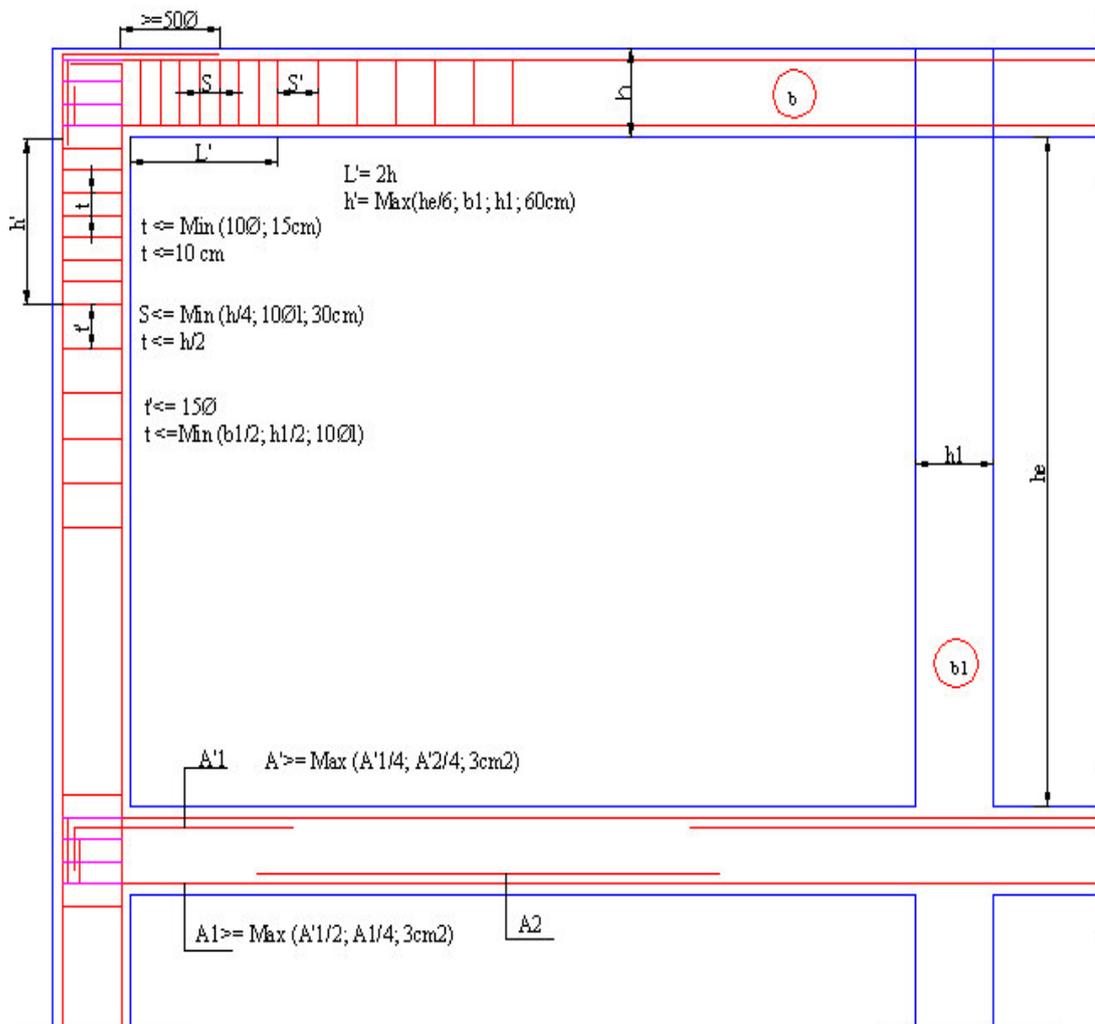


Fig. V.4. Dispositions constructives des portiques

V.3.2) Ferrailage des poutres

1) Les armatures longitudinales :

Exemple de calcul :

- Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = -112.4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \\ M_t = 51.118 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELU) \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112.4 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.15 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.15 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}) = 0.204 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.34$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{112.4 \times 10^{-3}}{0.34 \times 400} \times 10^4 = 8.26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.118 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.088 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.088 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow d = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.115 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.353 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{51.118 \times 10^{-3}}{0.353 \times 348} \times 10^4 = 4.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.30 \times 0.37 \times 2.1 / 348 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de ferrailage des poutres,

Tableau V.3.1. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Poutre	S (cm ²)	Local	M (KN/m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
Entre sol 1,2	Principale	40*30	Appuis	-82.05	6	5.89	6.79	6HA12
			Travée	42.87	6	3.47	6.79	6HA12
	Secondaire	40*30	Appuis	-71.08	6	5.92	6.79	6HA12
			Travée	39.31	6	3.17	6.79	6HA12
RDC	Principale	40*30	Appuis	-115.7	6	8.55	9.24	6HA14
			Travée	38.02	6	3.06	6.79	6HA12
	Secondaire	40*30	Appuis	-88.04	6	6.35	6.79	6HA12
			Travée	57.78	6	4.75	6.79	6HA12
Etages courants	Principale	40*30	Appuis	-112.4	6	8.26	9.24	6HA14
			Travée	51.118	6	4.16	6.79	6HA12
	secondaire	40*30	Appuis	-131.03	6	9.82	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	62.42	6	5.15	6.79	6HA12
T. A	Principale	40*30	Appuis	-91.443	6	6.62	6.79	6HA12
			Travée	51.118	6	4.17	6.79	6HA12
	secondaire	40*30	Appuis	-88.04	6	6.35	6.79	6HA12
			Travée	57.78	6	4.75	6.79	6HA12
T. I	Principale	40*30	Appuis	-43.03	6	3.00	6.79	6HA12
			Travée	29.35	6	2.34	6.79	6HA12
	secondaire	40*30	Appuis	-50.05	6	3.5	6.79	6HA12
			Travée	35.05	6	2.81	6.79	6HA12

- **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20\text{mm} \Rightarrow l_r > 80\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}$$

2) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

➤ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales : $S_t \leq \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : **$S_t = 10\text{ cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : **$S_t = 10\text{ cm}$**

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15\text{ cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15\text{ cm}$**

Vérifications des armatures transversales :

*** Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

*** Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_{t\min} = 1.575\text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ Vérification à l'ELU:

V.3.3) Vérifications

▪ Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.3.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	0.1657	1.5	3.33	Vérifiée
Secondaires	0.2052	1.85	3.33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} = 3.33 \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- aux appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- aux appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.3. Vérification au cisaillement.

Poutres	A _L (cm)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.24	0.1657	0.1157	4.14	4.05	Vérifiée
Secondaires	10.65	0.2052	0.13103	5.13	5.03	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

• État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	79.03	14.44	100650	11.34	15	Vérifiée
	Travée	37.38	12.81	80619	5.94	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-76.9	15.03	108455	10.66	15	Vérifiée
	Travée	46.70	12.81	80619	7.42	15	Vérifiée

Vérification de la flèche : D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**. La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

- On doit vérifier la flèche maximale en travée des poutres, en basant sur les conditions de la flèche imposés par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 mod.99 comme suit :
- $$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0}\right) \\ L \leq 8 m \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \end{array} \right.$$
- $M_t = 0.75 \times M_0 \Rightarrow M_0 = M_t \div 0.75$

Tableau 3.5. : Vérification de la flèche des poutres

Poutres	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{L}{16}$	$\frac{M_t L}{10M_0}$	$\frac{4.2bd}{f_e}$	$h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0}\right)$	$A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e}$
Principales	40	30	530	11.34	33.125	39.75	11.65	Vérifiée	Vérifiée
Secondaires	40	30	555	10.66	34.875	41.62	11.65	Vérifiée	Vérifiée

▪ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

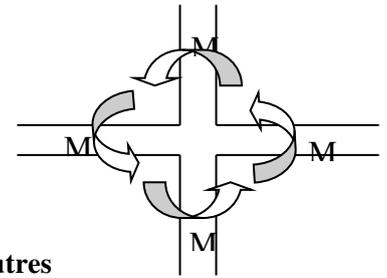


Fig.V.5.Schéma de la Zone nodale

➤ **Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad Z = 0.9 \times h$$

Tableau V.3.6. Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC+entre sol1 et 2	70*70	0.63	44.77	981.537
Soupenete et 1 ^{ère} étage	65*65	0.585	37.7	767.497
2, 3 ^{ème} étage	60*60	0.54	32.17	604.539
4, 5 ^{ème} étage	55*55	0.495	24.63	424.276
6, 7 ^{ème} étage	50*50	0.45	20.36	318.838
8 ^{ème} étage et terrasse	45*45	0.405	20.11	283.289

. Tableau V.3.7 : Moments résistants dans les poutres.

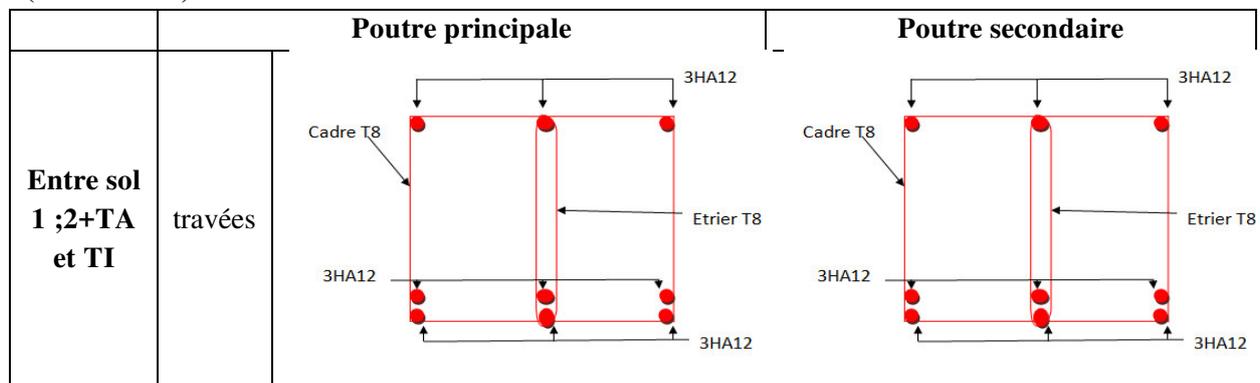
Etage	Sens	Z (m)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
Entre sol1 et 2	Principale	0.36	6.79	85.065
	Secondaire	0.36	6.79	85.065
RDC	Principale	0.36	9.24	115.759
	Secondaire	0.36	6.79	85.065
Étages courants	Principale	0.36	9.24	115.759
	Secondaire	0.36	10.29	128.913

T. A	Principale	0.36	6.79	85.065
	Secondaire	0.36	6.79	85.065
T. I	Principale	0.36	6.79	85.065
	Secondaire	0..36	6.79	85.065

Tableau V.3.8 Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
Entre sol 1 et 2	981.537	981.537	1963.074	85.065	85.065	212.66	vérifiée
RDC	981.537	981.537	1963.074	115.759	85.065	251.03	vérifiée
soupenste	767.497	767.497	1534.994	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage1	767.497	767.497	1534.994	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage2	604.539	604.539	1209.078	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage3	604.539	604.539	1209.078	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage4	424.276	424.276	848.552	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage5	424.276	424.276	848.552	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage6	318.838	318.838	637.676	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage7	318.838	318.838	637.676	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Etage8	283.289	283.289	566.578	115.759	128.913	305.84	vérifiée
Terrasse	283.289	0	283.289	85.065	85.065	212.66	vérifiée

On remarque que la condition du RPA sur la zone nodale est vérifiée pour les niveaux (article 7.6.2).



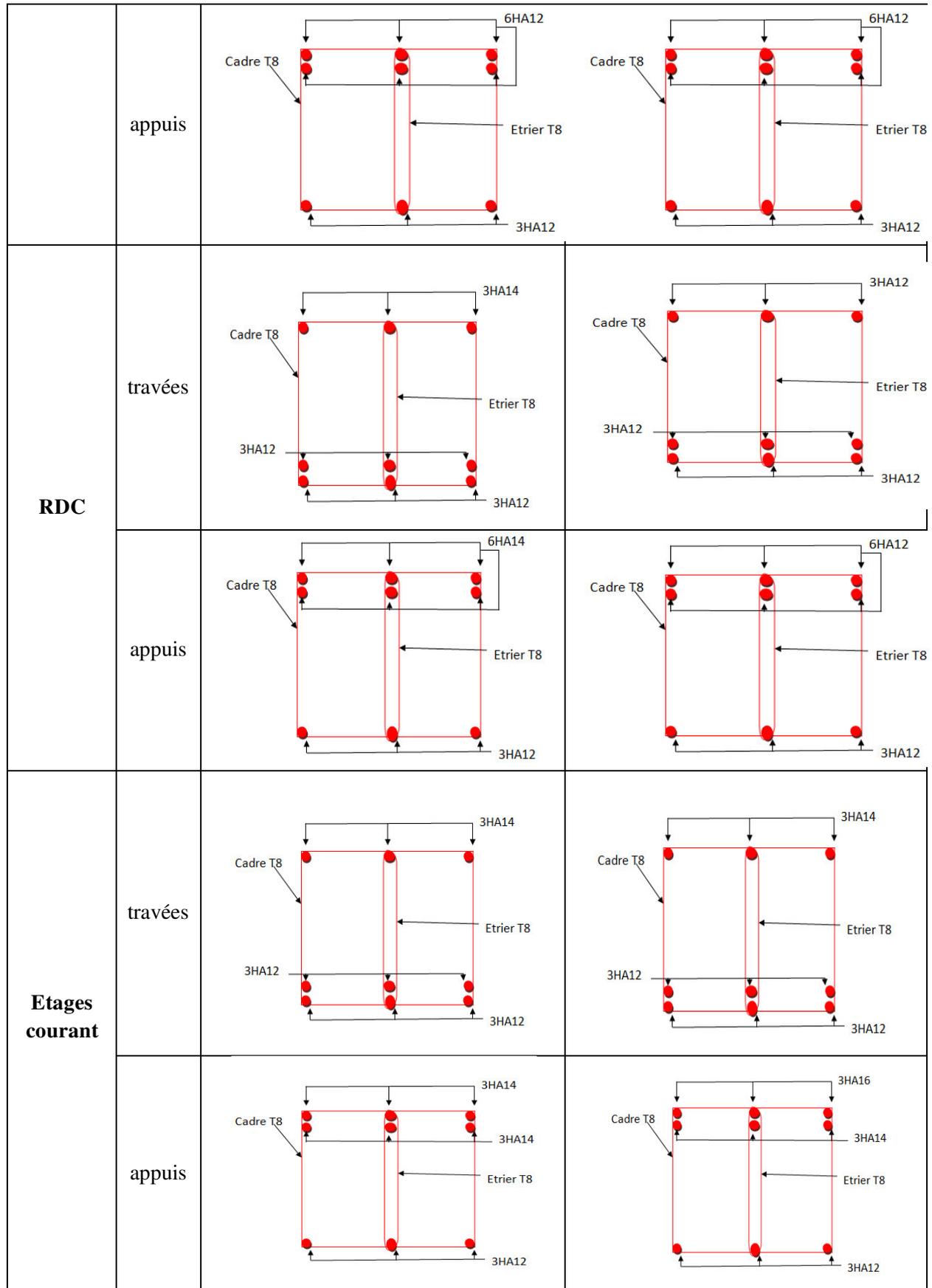


Figure V.6. Schéma de ferrailage des Poutres

V.4) Etude des voiles

V.4.1) 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. Et pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

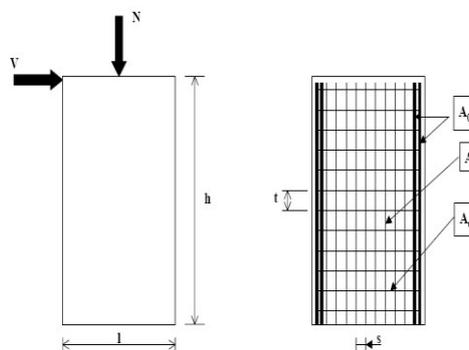


Fig. V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.2) Recommandation du RPA 99/03

a) 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.

b) 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 .

c) 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.4.3) Ferrailage 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 ferrailage 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.
- $A_h^{\text{calc}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée
- A_h^{adop} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel Sap2000.

Tableau V.4.1 : Sollicitation des deux entre sol et le rdc pour le voile V_{x1}

niveau	M_{\max} , N_{corresp}		N_{\max} , M_{corresp}		N_{\min} , M_{corresp}	
	M_{\max} (KN.m)	N_{corresp} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corresp} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corresp} (KN.m)
RDC et entre- sol1 et 2	465.9	613.17	1227.94	71.9	323.74	448.73

➤ **Armatures verticales :**



A) Calcul sous : N_{\max} et M_{cor} (ELU) :

$L = 1.70 \text{ m}$, $d = 1.65 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$.

$N_{\max} = 1227.94 \text{ KN}$ (traction), $M_{\text{cor}} = 71.9 \text{ KN.m}$. (**Combinaison à l'ELU**).

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{71.9}{1227.94} = 0.059 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.85$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (c'est entre A et A').

⇒ la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st} \times (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st} \times (d - d')} \end{cases}$$

Tel que :

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{1.7}{2} - 0.05 \right) + 0.059 = 0.859 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (1.65 - 0.05) - 0.859 = 0.741 \text{ m}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

On aura :

$$\begin{cases} A_1 = \frac{1227.94 \times 10^{-3} \times 0.741}{348 \times (1.65 - 0.05)} = 16.34 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{1227.94 \times 10^{-3} \times 0.859}{348 \times (1.65 - 0.05)} = 18.94 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En prend le max entre A_1 et A_2 : $A = 18.94 \text{ cm}^2$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1.7 \times 2.1}{400} = 17.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 1.7 = 5.1 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

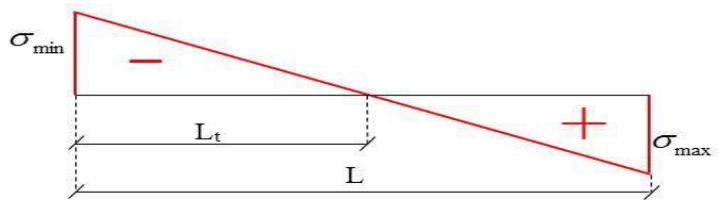


Figure V.8. Schéma des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = \frac{-1227.94 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.7} + \frac{71.9 \times 10^{-3}}{0.082} \times 0.85 = -2.86 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v = \frac{-1227.94 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.7} - \frac{71.9 \times 10^{-3}}{0.082} \times 0.85 = -4.36 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{-4.36 \times 1.7}{-2.86 - 4.36} = 1.027 \text{ m}$$

$A_{\min(\text{ZT})} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 102.7 = 4.108 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 20 \text{ cm}$ En dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 198.59 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad \text{tel que : } \tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 198.59 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.65} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\text{On prend } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = \frac{0.2 \times 0.2 \times 0.84}{0.8 \times 400} = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres :**

Armatures verticales :

On opte pour chaque face : 10HA14+4HA12= 19.91cm²

Choix des armatures horizontales :

On opte 2HA10 = 1.57cm²

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

- **Selon le sens X-X**

Tableau V.4.2 : Ferrailage du voile Vx1

Niveau	ENTRE SOL 1 ET 2+RDC	Soupen+1 ^{ère} Etage	2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (a*L) (cm)	20*170	20*170	20*170	20*170	20*170	20*170
M (KN.m)	71.9	6.88	20.41	36.49	49.76	64.99
N (KN)	-1227.94	-1267.34	-1088.809	-856.402	-569.22	-214.08
V(KN)	198.59	158.87	119.98	105.6	83.58	50.69
(MPa τ_b)	0.84	0.67	0.51	0.45	0.35	0.22
=0.2f _{c28} (MPa) $\bar{\tau}$	5	5	5	5	5	5
A _v ^{cal} / face (cm ²)	18.94	17.57	15.56	12.8	9.1	4.29
A _v ^{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
A _v ^{adp} / face (cm ²)	19.91	18.53	15.83	14.45	11	7.07
N _{barre}	10HA14+ 4HA12	10HA14+4 HA10	14HA10	10HA12+4 HA10	14HA10	14HA8
S _t (cm)	15	15	15	15	15	15
A _h ^{cal} / face (cm ²)	1.05	0.84	0.64	0.56	0.44	0.27
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A _h ^{adp} / face (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N _{barre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.3 : Ferrailage du voile Vx2

Niveau	ENTRE SOL 1 ET 2+RDC	Soupen+1 ^{ère} Etage	2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (a*L) (cm)	20*300	20*300	20*300	20+300	20*300	20*300
M (KN.m)	1753.75	171	180.317	200.195	211.84	38.34

$N (KN)$	-1725.3	-1956.3	-1675.22	-1322.236	-879.889	-372.4
$V(KN)$	378.89	369.3	323.699	292.77	238.14	198.139
$(MPa \tau_b)$	0.9	0.88	0.77	0.69	0.57	0.47
$=0.2f_{c28} \bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	36.72	25.29	22.11	20.65	14.69	5.03
$A_v^{min} (cm^2)$	9	9	9	9	9	9
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	40.09	30.17	24.63	24.63	18.10	18.10
N^{barre}	7HA20+9HA16	16HA16	16HA14	16HA14	16HA12	16HA12
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} / face (cm^2)$	1.12	1.1	0.96	0.87	0.71	0.59
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp} / face (cm^2)$	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.4 : Ferrailage du voile Vx3

Niveau	ENTRE SOL 1 ET 2+RDC	Soupende+1 ere Etage	1 ^{ere} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	6 ^{eme} +7 ^{em} e	8 ^{eme}
Section (a*L) (cm)	20*130	20*130	20*130	20*130	20*130	20*130
$M (KN.m)$	148.7	7.73	1.58	4.01	5.43	11.98
$N (KN)$	-961.37	-743.15	-616.68	-489.59	-327.13	-136.32
$V(KN)$	100.14	72.8	53.05	53.94	44.31	30.14
$(MPa \tau_b)$	0.55	0.4	0.29	0.3	0.24	0.17
$=0.2f_{c28} \bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} / face$ (cm^2)	15.08	10.73	8.87	7.18	4.91	2.3
$A_v^{min} (cm^2)$	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
$A_v^{adp} / face$ (cm^2)	15.74	11.81	10.09	8.45	7.07	7.07
N^{barre}	4HA16+5HA14	4HA14+5H A12	4HA14+5H A10	4HA12+5HA1 0	9HA10	9HA10
$S_t (cm)$	18	18	18	18	18	18
$A_h^{cal} / face$ (cm^2)	0.69	0.5	0.37	0.37	0.31	0.21

$A_h^{\min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{\text{adp}} / \text{face} (cm^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20

- Selon le sens Y-Y

Tableau V.4.5 : Ferrailage du voile Vy1 et Vy2

Niveau	ENTRE SOL 1ET 2+RDC	Soupen- te +1 ^{ere} Etag	2 ^{eme} +3 ^{eme}	4 ^{eme} +5 ^{eme}	6 ^{eme} +7 ^{eme}	8 ^{eme}
Section (a*L) (cm)	20*170	20*170	20*170	20*170	20*170	20*170
$M (KN.m)$	322.1	40.51	54.64	123.57	105.76	75.71
$N (KN)$	-834.35	-715.94	-602.034	-523.42	-387.53	-171.81
$V(KN)$	125	117.481	91.28	87.24	70.301	57.77
$(MPa \tau_b)$	0.53	0.5	0.39	0.37	0.3	0.25
$=0.2f_{c28} (MPa) \bar{\tau}$	5	5	5	5	5	5
$A_v^{\text{cal}} / \text{face} (cm^2)$	15.53	10.97	9.65	8.55	6.56	3.36
$A_v^{\min} (cm^2)$	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
$A_v^{\text{adp}} / \text{face} (cm^2)$	17.03	11	11	9.86	9.3	9.3
N^{barre}	8HA14+6H A10	14HA10	14HA10	10HA10+4HA8	8HA10+6H A8	8HA10+6H A8
$S_t (cm)$	15	15	15	15	15	15
$A_h^{\text{cal}} / \text{face} (cm^2)$	0.66	0.62	0.48	0.46	0.37	0.31
$A_h^{\min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{\text{adp}} / \text{face} (cm^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.4.6 : Ferrailage du voile Vy3 et Vy4

Niveau	ENTRE SOL 1ET 2+RDC	Soupen+1 ^{ere} Etage	1 ^{ere} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	6 ^{eme} +7 ^{eme}	8 ^{eme}
Section (a*L) (cm)	20*215	20*215	20*215	20*215	20*215	20*215
M (KN.m)	558.22	54.55	85.15	71.69	140.94	92.09
N (KN)	-1084.513	-1119.82	-936.89	-725.19	-500.64	-212.69
V(KN)	217.21	149.63	137.35	73.72	100.235	71.43
(MPa τ_b)	0.72	0.5	0.46	0.25	0.33	0.24
= $0.2f_{c28} \bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm ²)	20.41	16.51	14.5	11.39	8.03	3.81
A_v^{min} (cm ²)	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45
A_v^{adp} / face (cm ²)	22.24	16.96	16.96	13.86	11.78	11.78
N_{barre}	6HA16+9HA1 2	15HA12	15HA12	6HA12+9HA1 0	15HA10	15HA1 0
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_h^{cal} / face (cm ²)	0.91	0.62	0.57	0.31	0.42	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} / face (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

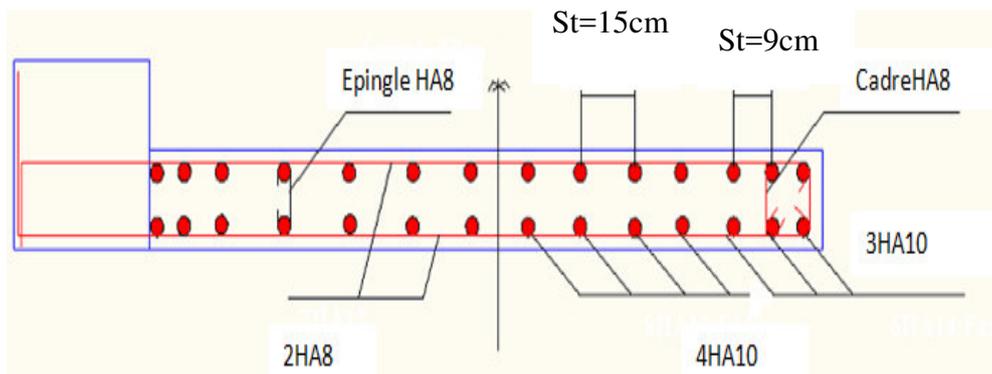


Figure. V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx1 2^{eme} et 3^{eme} étages.

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 V.15) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferraillement minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferraillement minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

VI.1) Introduction

L'infrastructure est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI.2) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

La capacité portante moyenne est estimée de 1.2 bars.

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- G + Q + E
- 0.8G + E

VI.2.1) Semelle isolée

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 calculée selon la combinaison G + Q + E , obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du s

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (a*b)

N = 2718.02KN

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on } a: \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

AN: $B \geq 4.76\text{m}$ soit $B = 4.8\text{m}$

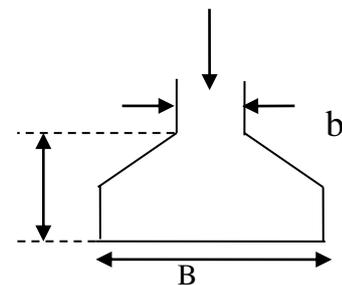


Fig.-VI-1 : Semelle isolée

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres entres entres poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux. Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 2249.21 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2589.43 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2718.02 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2421.18 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2176.82 \text{ KN}$$

$$N_6 = 452.58 \text{ KN}$$

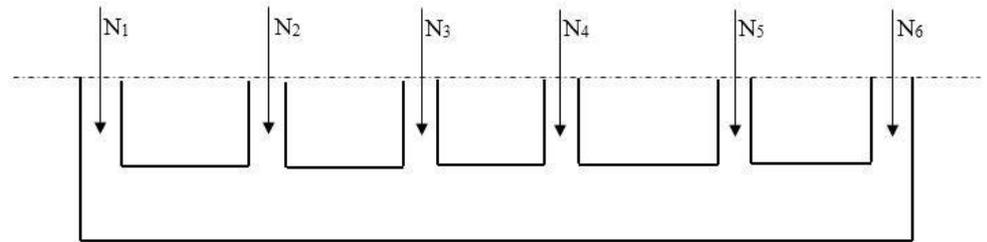


Figure VI.2. Semelle filante

$$\sum N_i = 12607.24 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{12607.24}{120 * 24.25} = 4.33 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.2.3) Radier général

VI.2.3.1) Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.2.3.2) Pré dimensionnement

- Condition de coffrage
- ✓ La Nervure

$$L_{max} = 5.40 \text{ m}$$

$$h_i \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \text{ soit } h = 55 \text{ cm.}$$

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ **La dalle**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_r \geq 26 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

✓ **Condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4$ MPa.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne $K=4 * 10^4$ Kn/m³).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.81 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend : $h_t = 85 \text{ cm}$.

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{45687.241}{120} = 380.72 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 415.16 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 415.16 \text{ m}^2$

a- Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

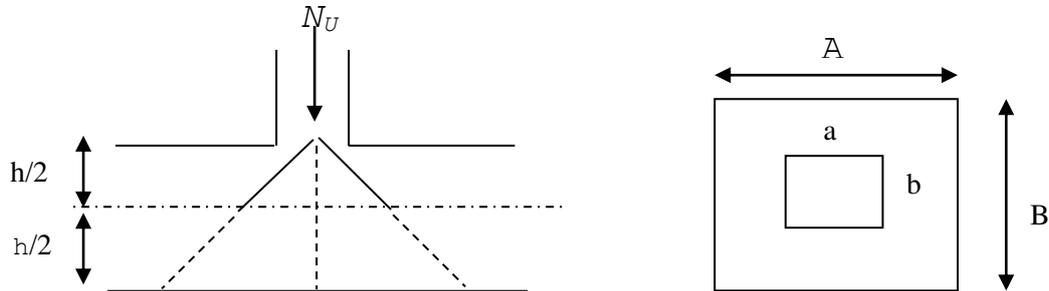


Figure VI-3: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{J_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$ht = 85\text{cm}$.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.7*2+ 1.7) = 6.2\text{m}.$$

$$Q_u = 3736.88 \leq 0.045*6.2*0.85*25/1.5 = 3952.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b- Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *socotec* on a :

$$I_y = 10140.1\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 12.13\text{m}.$$

$$I_x = 20345 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 8.56\text{m}.$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X**

$N = 45687.241\text{KN}$ et $M_x = 125324.51\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 184.76\text{KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 35.33\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 147.04 > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa} \dots\text{La condition est non vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

$N = 45687.241\text{KN}$ et $M_y = -32534.2275\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 137.51\text{KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 82.58\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 123.77 > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa} \dots\text{La condition est non vérifiée.}$$

Remarque : Les contraintes ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord. La nouvelle surface du radier est :

$S = 479.465\text{m}^2$; $I_x = 26492.94\text{m}^4$; $X_G = 9.31\text{m}$; $I_y = 13852.72\text{m}^4$; $Y_G = 12.88\text{m}$

- **Sens X-X**

$N = 45687.24\text{KN}$ et $M_x = 91059.08\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 139.55\text{KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 51.02\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 117.41 > \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa} \dots\text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

$N = 45687.241\text{KN}$ et $M_y = 1731.20\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 96.45\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 94.12\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 95.87 < \bar{\sigma}_{sol} = 120 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens X-X

$$e = \frac{91059.08}{45687.241} = 1.99 \text{ m} < \frac{18.62}{4} = 4.65 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{1731.2029}{45687.241} = 0.037 \text{ m} < \frac{25.75}{4} = 6.43 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \cdot H \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$

Avec :

$$N = 45687.241 \text{ KN}$$

$H = 5.7 \text{ m}$, la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 479.465 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve:

$$N = 45687.241 \text{ KN} \geq 1.5 \cdot 5.7 \cdot 479.465 \cdot 10 = 40994.2 \text{ KN} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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 $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{45687.241 * 5.40}{2 * 479.465} = 257.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{257.28 * 10^{-3}}{1 * 0.35} = 0.74 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

VI.2.3.3) Ferrailage du radier

1. Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

▪ Sollicitation

$$q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{62730.5}{479.465} = 130.83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_S = \frac{N_S}{S} = \frac{45687.241}{479.465} = 95.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_S : Est l'effort de service.

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.51}{4.7} = 0.96 \quad (\text{La dalle porte dans les deux sens}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 142.40 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 129.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Moments retenues

✓ Sens(x) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 121.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 71.20 \text{ KN.m}$$

✓ Sens(y) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0y} = 110.05 \text{ KN.m}$$

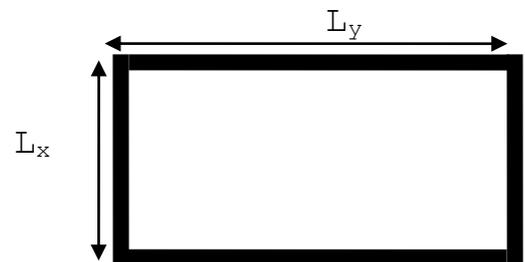


Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis

(Annexe 02)

En appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 64.74\text{KN.m}$

○ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 122.59\text{KN.m} \\ M_{0y} = 115.05\text{KN.m} \end{cases}$$

-Moments retenues

✓ Sens(x) :

En travée : $M_t = 0.85M_{0x} = 104.22\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5M_{0x} = 61.30\text{KN.m}$

✓ Sens(y) :

En travée : $M_t = 0.85M_{0y} = 97.81\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 57.54\text{KN.m}$

○ **Ferraillage**

• **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12\text{ cm}$ et $\rho = 0.96 > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * h}{2}$$

$$A_y = \rho_0 * b * h$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400

$$\begin{cases} A_x = 3.26\text{cm}^2 \\ A_y = 3.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferraillage :

Tableau VI. 1 : Ferraillage du radier

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	121.04	9.71	3.26	10.71	7HA14	14
	Appuis	71.20	5.64	3.26	5.65	5HA12	20
Sens Y-Y	Travées	110	8.81	3.2	9.24	6HA14	16
	Appuis	64.73	5.11	3.2	5.65	5HA12	20

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y^4}{2 \cdot (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{130.83 \times 5.21 \times 5.4^4}{2 \times (5.21^4 + 5.4^4)} = 182.6 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p \cdot l_y \cdot l_x^4}{2 \cdot (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{130.83 \times 5.4 \times 5.21^4}{2 \times (3.75^4 + 4.35^4)} = 163.99 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{182.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} : \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{163.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} : \text{La condition est vérifiée.}$$

- **L'ELS**

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	121.04	6.53	287.38	15	201.63
	M_a	71.20	4.97	313.36	15	201.63
y-y	M_t	110	6.50	310.84	15	201.63
	M_a	64.73	4.66	294.09	15	201.63

▪ **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3 : Résumé des résultats (ferraillage de radier).

Sens	Localisation	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	8T16=16.08 cm ²
	Appui	6T14=9.24 cm ²
Y-Y	Travée	8T16=16.8 cm ²
	Appui	6T14=9.24 cm ²

Tableau VI.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	M _t	104.22	5.61	194.76	15	201.63
	M _a	61.30	4.07	194.83	15	201.63
y-y	M _t	97.81	5.26	182.78	15	201.63
	M _a	57.54	3.82	182.85	15	201.63

▪ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x: $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

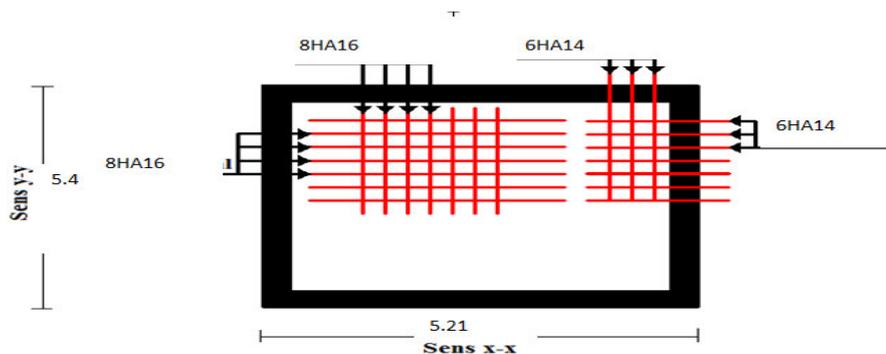


Figure 63: schéma de ferraillage de la dalle de radier

Ferraillage du débord

Calcul du moment sollicitant

$$M_u = Q_u \times \frac{L^2}{2} = 130.83 \times \frac{1.5^2}{2} = 147.18 \text{ KN.m}$$

$$A = 12.65 \text{ cm}^2$$

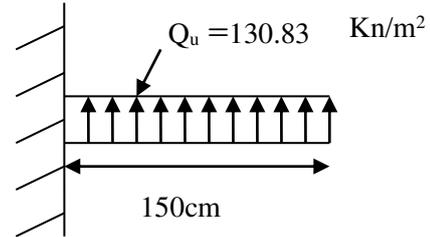


Figure VI.5 : Répartition des contraintes sur le débord

-Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 35 \times 2.1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min}$ vérifiée on adopte $A = 12.65 \text{ cm}^2$

Soit 10HA14/ml = 15.39 cm^2

Tableau VI.5.Section d'armature du débord

M (KN.m)	Acal (cm^2/m)	Amin (cm^2/m)	A ^{adop} (cm^2/m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	Ar (cm^2/m)	A _r ^{adop} (cm^2/m)
147.18	12.65	4.22	15.39	10HA14	15	1.33	4HA12=4.52

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = Q_u \times L = 130.83 \times 1.5 = 196.24 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.19624}{1 \times 0.35} = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} : \text{ La condition est vérifiée.}$$

- Vérification à L'ELS :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VI.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
107.19	10.61	177139	6.42<15	vérifiée	221.37>201.6	N vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier

On prend : $A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)} = 20.11 \text{ cm}^2$

Tableau VI.7 Section d'armature du débord à l'ELS

M (KN.m)	A_{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	A_r (cm ² /m)	$A_{r adop}$ (cm ² /m)
107.19	20.11	10HA16	15	5.83<15	171.61<201.6	4.22	6HA12=6.79

VI.3) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.95 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

*** Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

*** Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 130.83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 95.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

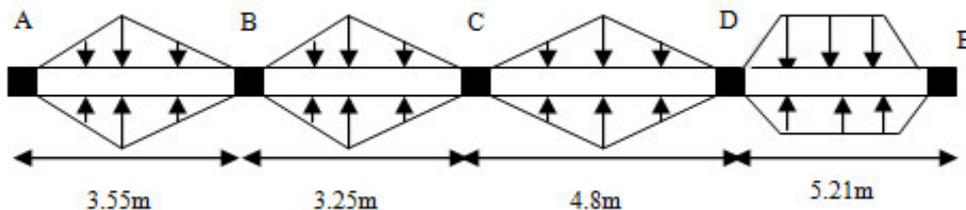
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinale (x-x):**



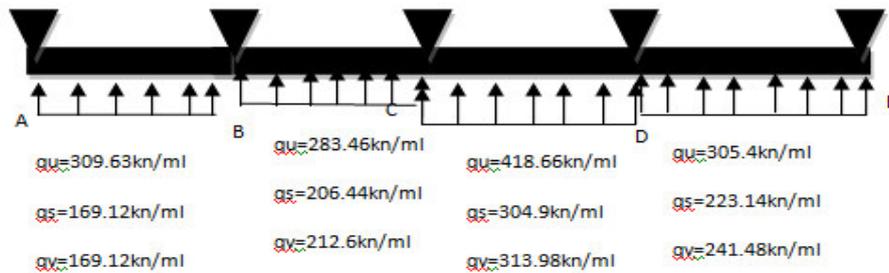


Figure VI 7 : Schéma statique équivalente selon x – x

Sens transversal (y-y):

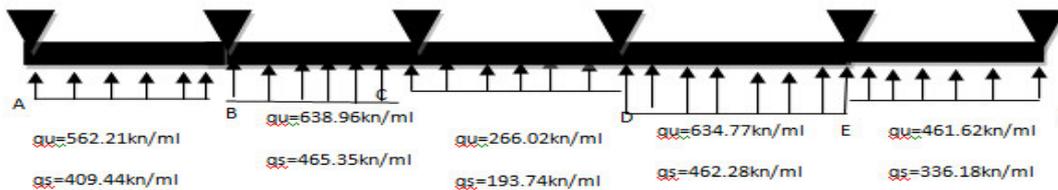


Figure 71 : Schéma statique équivalente selon Y – Y

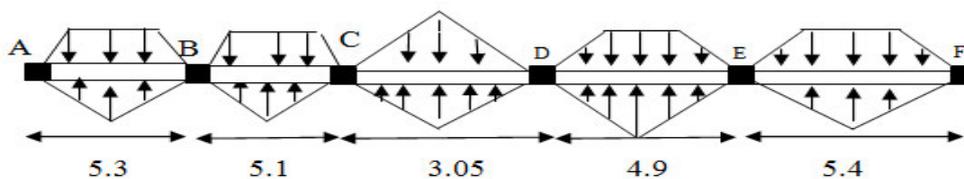


Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure (sens X-X à ELU)

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.55	309.63	0	-360.29	1.514	281.59
B-C	3.25	283.46	-360.29	-524.07	1.447	63.452
C-D	4.80	418.66	-524.07	-869.62	2.228	515.081
D-E	5.21	305.4	-869.62	0	3.054	554.46

Tableau VI.9 : Sollicitations de la nervure (sens X-X à ELS)

Travée	L (m)	P _s (KN/ml)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			Mg	Md		
A-B	3.55	169.12	0	-214.15	1.514	146.407
B-C	3.25	206.44	-214.15	-381.67	1.447	-19.441
C-D	4.80	304.9	-381.67	-634.65	2.228	374.5
D-E	5.21	223.14	-634.65	-113.57	3.054	405.42

Tableau VI.10 : Sollicitations de la nervure (sens Y-Y à ELU)

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			Mg	Md		
A-B	5.30	562.21	0	-1594.09	2.214	1082.302
B-C	5.10	638.96	-1594.09	-852.78	2.77	870.52
C-D	3.05	266.02	-852.78	-778.78	1.62	-505.338
D-E	4.90	634.77	-778.78	-1400.2	2.25	828.279
E-F	5.40	461.62	-1400.2	0	3.26	1055.325

Tableau VI.11: Sollicitations de la nervure (sens Y-Y à ELS)

Travée	L (m)	P _s (KN/ml)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			Mg	Md		
A-B	5.30	409.44	0	-1160.93	2.214	788.205
B-C	5.10	465.34	-1160.93	-621.05	2.77	633.98
C-D	3.05	193.34	-621.05	-567.16	1.62	-368.02
D-E	4.90	462.28	-567.16	-1019.72	2.25	603.206
E-F	5.40	336.18	-1019.72	0	3.26	768.55

VI.3.1) Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h=0.85\text{m}$$

$$h_0=0.5\text{m}$$

$$b_0=0.8\text{m}$$

$$d=0.8\text{m}$$

$$\text{Sens x-x : } b=1.86$$

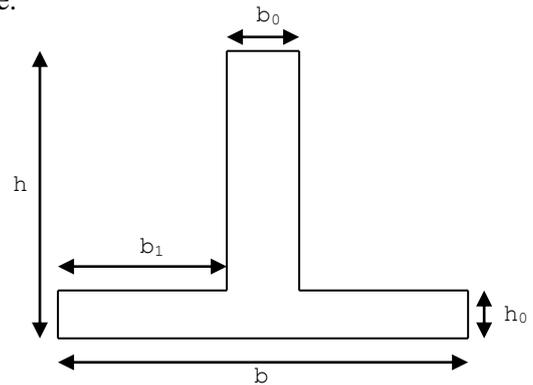


Fig VI.13. : Section à ferrailer

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min 2\left(\frac{5.3}{10}; \frac{5.21}{2}\right) + b_0$$

$$\text{Sens y-y : } b=1.86$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min 2\left(\frac{5.4}{10}; \frac{5.21}{2}\right) + b_0$$

Tableau VI. 12 : résultats de ferrailage des nervures .

Sens	Localisation	M (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	554.46	20.26	17.96	30.19	5HA25+5HA12
	Appui	-869.62	32.1	17.96	40.25	5HA25+5HA20
Y-Y	Travée	1082.302	40.23	17.96	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-1594.09	60.28	17.96	64.75	5HA32+5HA25

✓ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	405.4	3.36	15	181.02	201.63
	Appui	634.6	4.7	15	214.77	201.63
Y-Y	Travée	788.2	5.83	15	266.76	201.63
	Appui	1160.9	7.18	15	249.18	201.63

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier .

Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).

Sens	Localisation	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	6HA20+6HA14=28.09cm ²
	Appui	6HA25+6HA20=48.3 cm ²
Y-Y	Travée	12HA25=58.91 cm ²
	Appui	6HA32+6HA25=77.7 cm ²

Tableau VI.15 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	405.4	3.46	15	194.07	201.63
	Appui	634.6	4.38	15	180.28	201.63
Y-Y	Travée	788.2	5.05	15	185.16	201.63
	Appui	1160.9	6.72	15	200.46	201.63

✓ Vérification de l'effort tranchant

x-x

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.69 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}.$$

y-y

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.72 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}.$$

Pas de risque de cisaillement.

▪ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(24.28; 80; 20) = 20 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Espacement des aciers transversaux

Soit $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ (3 cadre)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 72 \text{ cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.71 \times 400}{65 [0.72 - 0.3 \times 2.1]} = 25.76 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

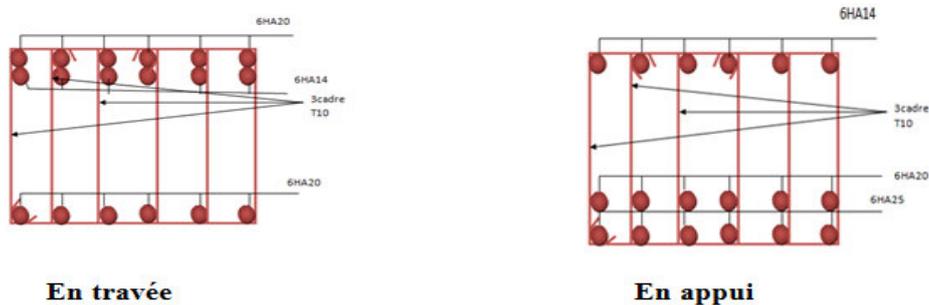


Figure 69 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x – x .

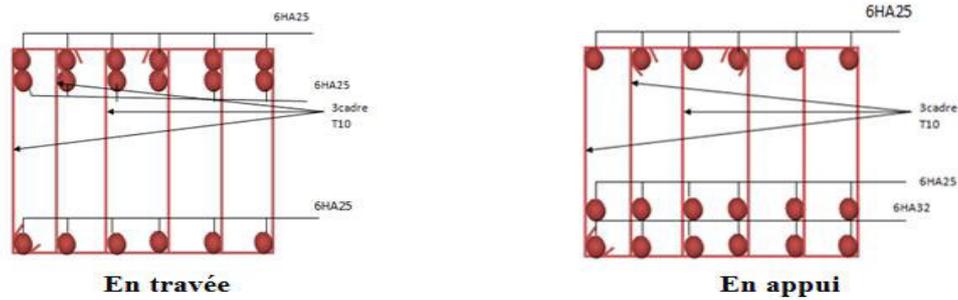


Figure 69 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y – y

VI.5.Voile périphérique

VI.5.1.Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.45$ m
- La longueur $L=5.7$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.5.3.Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 15.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 40^\circ$
- La cohésion $C = 0.15 \text{ bar}$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.45 \times 15.5 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2} \right) - 2 \times 15 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2} \right) = -55.72 \text{ KN} / \text{ml} < 0$$

Donc on prend le cas le plus défavorable $c=0$

$$G = 2.45 \times 15.5 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 8.25$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 2.17 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 3.255 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16.04 \text{ KN/m}^2$$

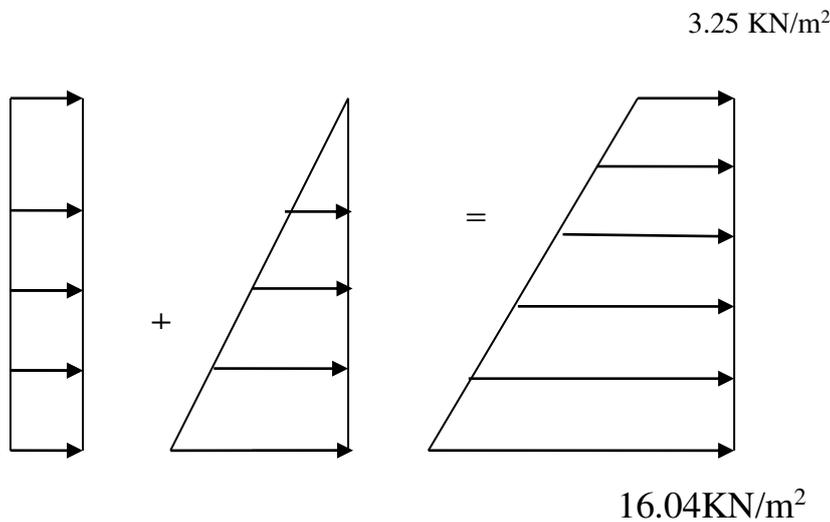


Fig. VI.12. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 16.04 + 3.25}{4} = 12.84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 12.84 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.45 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.4 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.45}{5.4} = 0.45 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.47 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 7.98 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 2 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 6.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 1.7 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = -0.5 \times M_{0x} = -4 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile périphérique

Sens		M _u (kN.m)	μ _{bu}	α	A (cm ² /ml)	A _{min}	A _{adop} (cm ² /ml)	choix
En travée	x-x	6.78	0.017	0.02	1.15	2.037	3.14	4HA10
	y-y	1.7	0.0041	0.0052	0.29	1.6	3.14	4HA10
En appui		4	0.0098	0.012	0.68	2.037	3.14	4HA10

Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens } x : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } y : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications**A L'ELU****Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.47 > 0.4$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.47) \times 100 \times 20 = 2.024 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.84 \times 2.45}{2} \times \frac{5.4^4}{5.4^4 + 2.45^4} = 15.08 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.84 \times 5.4}{2} \times \frac{2.45^4}{5.4^4 + 2.45^4} = 1.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\rho = 0.47 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 8.25 + 2.17 = 10.42 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = Q = 2.17 = 2.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 10.42 + 2.17}{4} = 8.36 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 8.36 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 0.1063 \times 8.36 \times (2.45)^2 = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3234 \times 5.33 = 1.72 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.5 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -2.67 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	8.97	3.5	10012	1.61 < 15	Vérifiée	91.31 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2.9	3.5	10012	0.52 < 15	Vérifiée	29.52 < 201,63	Vérifiée
Appui		5.27	3.5	10012	0.94 < 15	Vérifiée	53.71 < 201,63	Vérifiée

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

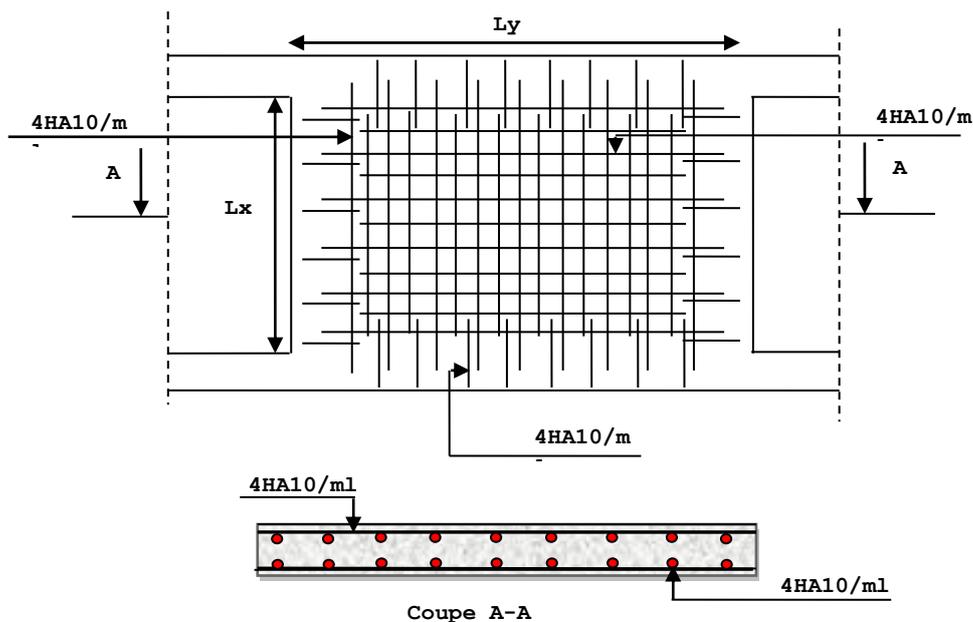


Fig. VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on est passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites. Nous sommes ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé. Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrillé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant notre cursus universitaire et d'affiner nos connaissances.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (sap2000) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse, celui ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie.

Nous espérons que ce travail sera d'une utilité majeure, pour les générations à venir.

Bibliographie

- ❖ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ❖ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93)).*
- ❖ *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».*
- ❖ *Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.*
- ❖ *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- ❖ *Logiciels utilisés :*
 - *SAP 2000 version 14.*
 - *Socotec .*

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx										
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) 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

ASCENSEURS			DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																								
vitesse (m/s)	ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																								
	Desserte	Charges minimales (kg)	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
0,63	Tous les niveaux desservis	630	188 64	164 73	148 81	136 88	126 95	117 103	109 110																		
			226 71	195 82	176 90	160 98	148 106	136 114	124 132	113 120																	
			260 77	225 88	200 95	183 103	169 111	154 120	141 149	127 135	115 123																
			293 83	250 96	224 103	200 110	183 118	169 126	154 132	141 149	127 135	115 123															
1,00	Tous les niveaux desservis	400	211 57	190 63	176 68	162 74	154 78	145 83	136 88	130 92	124 97	119 101	113 106														
			250 64	222 72	205 78	190 84	178 90	167 96	158 101	151 106	144 111	138 116	132 121														
			286 70	253 79	230 87	213 94	200 100	189 106	179 112	169 118	163 123	156 128	149 134														
			324 79	288 91	277 101	257 109	239 117	224 125	212 132	203 138	194 144	185 151	174 157														
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	215 49	222 54	207 59	197 61	185 65	176 68	169 71	162 74	156 77	152 79	146 82														
			266 56	238 62	223 67	213 70	203 73	195 82	186 86	180 89	174 92	168 85															
			323 65	290 71	267 75	250 80	235 85	225 89	215 93	206 97	200 100	192 104	187 107														
			354 71	330 78	310 85	295 92	277 101	264 106	252 111	241 116	233 120	226 124	219 128														

ESCALIERS ET ASCENSEURS.

EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.

Caractéristiques de l'immeuble :

- population à prendre en compte : 140 personnes ;
- niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
- distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.

1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.

2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.

3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.

4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-l » applicables suivants :

P.	154	178	200	220	239	256	273	290	306
l.	78	90	100	109	117	125	132	138	144

Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et l = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et l inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS

Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes					
Course maxi en m	35	45	60	35	45	60		
Vitesses en m/s	0,63		1,00		1,60	0,63	1,00	1,60
Puissance moteur en kW	5		6,8		16	6,8	10	28,5
Cabine en mm	Larg. A		1 100		1 100		1 100	
	Prof. B		1 400		1 400		2 100	
	Haut		2 200		2 200		2 200	
	Larg. C		1 600		1 600		1 600	
Gaine en mm	Prof. D		2 100		2 600		2 600	
	S dalle Q		3 700		4 000		3 700	
	Cuv P		1 400		1 700		1 400	
Palier	U mini		1 500		2 100		2 100	
	R mini		2 200		2 900		2 400	
	T mini		3 700		4 050		3 500	
	S m² mini		10		12		12	
	H		2 000		2 000		2 000	
Trappe	950 x 950		950 x 1450		950 x 950		950 x 1450	
Porte	900 x 2 000		900 x 2 000		900 x 2 000		900 x 2 000	
Sur dalle	43		50		60		65	
En cuvette	55		55		55		76	
Efforts globaux en kN								

ASCENSEURS A ENTRAINEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES « SORETEX »

Annexe 5

Rapport du sol

