

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

**Etude d'un bâtiment (R+9 avec 2 sous sol) à usage d'habitation
Contreventé par voiles en béton armé**

Spécialité:

GENIE CIVIL

Option :

STRUCTURE

Réaliser par :

TAGUIDA HOUCINE

TOLBA RACHIDA

DIRECTEUR DU MEMOIRE: MR : MERZOUZ MOULOU

Génie civil, UBM

DEVANT LE JURY

MR : SLOUGHA MOKHTAR

MR : GOUASMIA ABD EL HACINE

ANNEE UNIVERSITAIRE 2018/2019

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce travail.

Nous adressons nos remerciement les plus sincères à notre promoteur, Mouloud Merzoud pour son accompagnement son disponibilité, et de nous avoir dirigés tout au long de ce travail. Nos remerciements vont aussi à l'égard des membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre mémoire

Nous remercions également toute personne ayant contribué à l'aboutissement de ce projet de fin d'étude.

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
A_t : Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δf_{t adm} : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t : Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e : Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
E₁ : Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
e_v : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s : Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).	l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
N : Effort normale du aux charges verticales	
T : Effort tranchant.	M : Moment en général

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime
S_r : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
St : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	M_s : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{QI} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	f_e : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{GI} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	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_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λ_v : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
μ_i : Moment réduit limite.	μ_u : Moment ultime réduit

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/ m³).	γ_b Coefficient de sécurité.
γ_s: Coefficient de sécurité.	q_u: Charge ultime
h_t : Hauteur total du radier (m).	R : coefficient de comportement global.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	09
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations.	10
Figure II.1 Plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 Disposition des poutrelles sur les différents planchers.....	19
Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.....	19
Figure II.4 : section réduite du voile.....	21
Figure II.5: Schéma d'un escalier.....	23
Figure III.1 : composant d'un plancher terrasse accessible.....	28
Figure III.2 : coupe plancher étage courant.....	29
Figure III.3 : Mur extérieur.....	30
Figure III.4 : section réduite du poteau rectangulaire.....	33
Figure III.5 : Représentation du poteau le plus sollicité de 9 ^{ème} , 8 ^{ème} , 7 ^{ème} étage.....	35
Figure III.6 : Représentation du poteau le plus sollicité de 6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème} , 3 ^{ème} étage..	35
Figure III.7 : Représentation du poteau le plus sollicité de 2 ^{ème} , 1 ^{ère} étage, RDC, 1 ^{ère} sous sol, 2 ^{ème} sous sol	35
Figure IV.1 : Schéma statique de poutrelle type 2.....	49
Figure IV.2 : Ferrailage des poutrelles.....	70
Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	71
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	79
Figure V.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	81
Figure V.2 : section de calcul d'acrotère.....	84
Figure V.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	88
Figure V. 4: 3D de l'escalier à 2 volées.....	88
Figure V.5 : Section à ferrailer.....	90
Figure V.6 : Schéma ferrailage des escaliers.....	95

Figure V.6 : Schéma statique de la poutre palière.....	95
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	98
Figure V.8 : Dalle machine.....	99
Figure V.9: schéma de ferrailage de la dalle de machine.....	106
Figure VI.1 : Spectre de réponse.....	110
Figure VI.2 : Vue 3D de la structure.....	113
Figure VI.3 : Disposition des voiles de l'étage courant.....	114
Figure VI.2: Vue en 3D des voiles.....	114
Figure VI.5 : Mode 1, translation suivant l'axe x-x.....	117
Figure VI.6 : Mode 2, translation suivant l'axe y-y.....	118
Figure VI.7 : Mode 3, rotation suivant l'axe z-z.....	119
Figure VI.8 : 1 ^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue : 3D.....	120
Figure VI.9 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue : 3D.....	121
Figure VI.10 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue : 3D.....	122
Figure VII.1: Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage.....	145
Figure VII.2: Schéma de ferrailage des poteaux 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage.....	145
Figure VII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage et terrasse.....	145
Figure VII.4 : Dispositions constructive des armatures des poutres.....	152
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de poutre principale.....	152
Figure VII.6 : Schéma de ferrailage de poutre principale.....	152
Figure VII.7 : Ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC.....	161
Figure VIII.1 : Semelle filante dans le sens x-x.....	165
Figure VIII.2 : Schéma correspondant au poinçonnement.....	168
Figure VIII.3 : Dalle sur 04 appuis.....	170

Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	175
Figure VIII.5 : Chargement de la nervure intermédiaire.....	175
Figure VIII.6 : schéma de ferrailage de radier générale.....	180
Figure VIII.7 : Voile périphérique.....	181
Figure VIII.8 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	182
Figure VIII.9 : Le panneau le plus sollicité.....	183
Figure VIII.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	187

LISTE DES FIGURES

Tableau II.1 : caractéristique d'escalier du sous sol 1	24
Tableau II.2 : caractéristique d'escalier du RDC.....	24
Tableau III.1 : évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en Dalle pleine.....	27
Tableau III .2 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible en corps creux... ..	27
Tableau III.3: Évaluation des charges permanente du plancher courant	29
Tableau III.4 : Évaluation des charges permanente du plancher en dalle Pleine sous sol 2.....	27
Tableau III .2 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible en corps creux.... ..	28
Tableau III.3: Évaluation des charges permanente du plancher courant.....	29
Tableau III.4 : Évaluation des charges permanente du plancher en dalle Pleine sous sol 2... ..	29
Tableau III.5 : Évaluation des charges des murs extérieures	30
Tableau III .6 : évaluation des charges permanente de paillasse	31
Tableau III.7 : Évaluation des charges permanente du palier	31
Tableau III. 8 : évaluation des charges permanente de dalle de balcon	31
Tableau III.9 : calcul de $N u$ des poteaux	34
Tableau III .10 : Détermination des charges d'exploitation.....	36
Tableau III.11 : Vérification du $1.1Nu \leq \bar{N}u$ des poteaux.....	39
Tableau II.4 : Vérification selon l'RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux ...	39
Tableau III.12 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	41
Tableau IV.1 : Les différents types des poutrelles	45
Tableau IV.2 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	48

Tableau IV.3 : Les résultats des calculs à L'ELU	52
Tableau IV.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible...	53
Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible...	56
Tableau IV.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	57
Tableau IV.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant.....	58
Tableau IV.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant.....	58
Tableau IV.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant.....	59
Tableau IV.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant.....	60
Tableau IV.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant.....	60
Tableau IV.12 : Tableau sollicitation maximale.....	61
Tableau IV.13 : Résumé des résultats de ferrailage.....	62
Tableau IV.14 : ferrailage des poutrelles.....	64
Tableau IV.15 : Ferrailages dalle sur 2 appuis.....	78
Tableau V.1: combinaison de calcul.....	82
Tableau V.2 : Résultat de Sollicitation à l'E.L.U et l'E.L.S.....	90
Tableau V.3 : Résumé des résultats de ferrailage.....	92
Tableau V.4 : vérification de l'état limite de compression du béton.....	93
Tableau V.5 : vérification de la flèche de l'escalier.....	94
Tableau V.6: ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	97
Tableau V.7 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	98
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).....	101
Tableau V.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	102
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	102
Tableau V.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	104
Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités P_q	112
Tableau VII.1 : périodes et facteurs de participation modale (résultats Robot 2016)..	114

Tableau VI.3 : Les réactions à la base.....	123
Tableau VI.4 : vérification de la résultante des forces sismiques.....	123
Tableau VI.5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.....	124
Tableau VI.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (combinaison Ex).....	131
Tableau VI.7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (combinaison Ey).....	132
Tableau VI.8: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels....	133
Tableau VI.9 : vérification du renversement de structure sens longitudinal.....	134
Tableau VI.10: vérification du renversement de structure sens transversal.....	134
Tableau VII.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	136
Tableau VII.2 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.....	144
Tableau VII.3 : Les Armatures transversales dans les poteaux.....	144
Tableau VII.4 : Résultats des sollicitations maximales.....	146
Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres principales.....	151
Tableau VII.6 : Ferrailage des poutres secondaires.....	151
Tableau VII.8 : pré dimensionnement des voiles.....	154
Tableau VII.9 : Sollicitations dans les voiles.....	157
Tableau VII.10 : Ferrailage du voile Vx1.....	160
Tableau VIII.1 : Ferrailage du radier.....	172
Tableau VIII.2: Sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal.....	178
Tableau VIII.3 : Sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal.....	179
Tableau VIII.4 : Résultats de ferrailage de la nervure.....	179
Tableau VIII.5 : Tableau de ferrailage du voile.....	184
Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes.....	186

☞ SOMMAIRE ☞

	Page.
I- Introduction	1
Chapitre 1 :Présentation de l'ouvrage	
I- Introduction.....	3
II- Présentation de l'ouvrage.....	3
III-1. Caractéristiques géométrique du bâtiment	3
III-2. Caractéristiques géométrique du Sol.....	3
IV-1.Dscription structurale.....	4
IV-2.Choix du contreventement.....	4
IV-3.Réglements et normes utilisé.....	4
V-Les états limites	5
VI-Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
Chapitre 2: prédimensionnement des éléments.	
I- Introduction	14
I- Prédimensionnement des poutres	14
II -Prédimensionnement des poteaux	16
III-Plancher à corps creux	17
IV- dalle pleine.....	20
V-Prédimensionnement des voiles	21
VI- Prédimensionnement des escaliers	22
VII- Prédimensionnement des Balcons.....	25
Chapitre 3 : Evaluation et descente des charges	
I- Evaluation des charges.....	27
II-Descente de charge.....	32
II-1.Calcul de l'effort	32
II-2.Choix du poteau le plus sollicité.....	34
II-3.Charge d'exploitation.....	35
II-4.Charge permanent et l'effort normal.....	37
II-5.Verification selon le BAEL91 mod99.....	38
II-6. Verification selon l'RPA 99/2003.....	40
Chapitre 4 : Etude des planchers	
I- Etude des poutrelles	44
II-Méthodes de calcul.....	46
III-Ferrailage des poutrelles.....	61

IV-Etats limite de déformation.....	66
V-Ferraillage de la dalle de compression.....	70
VI-Dalles pleines.....	72

Chapitre 5 : Calcul des éléments secondaires.

I- L'étude de l'acrotère	81
I-1 Ferraillage de l'acrotère	84
II- Les escaliers	88
II-1.Ferraillage des escaliers	90
III-L'étude de la poutre palière.....	95
IV-Etude de la dalle de machine.....	98
V-3.Ferraillage de la dalle	101

Chapitre 6 : Etude sismique de la structure

I-But d'études.....	108
I-2.Choix de la méthode de calcul.....	108
II-1.La modélisation.....	103
III-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalent	123

Chapitre 7 : Etude les éléments structuraux.

I-1 Ferraillage des poteaux	136
II-Ferraillage des poutres	145
III- Ferraillage des voiles	153

Chapitre 8 : Etude du voile périphérique

I- Introduction	181
II-Dimensions de voile périphérique	181
III-Ferraillage du voile.....	182

Chapitre 9 : Etude des fondations

I-Introduction.....	163
---------------------	-----

II-Vérification de la semelle isolée.....	163
III-Vérification de la semelle filante.....	164
IV- Dimensionnement de Radier général.....	165
V-Vérification de la poussée hydrostatique.....	168
VI-Vérification au poinçonnement.....	168
VII-Vérification des contraintes dans le sol.....	169
VIII-Ferailage du radier.....	170

Conclusion général	188
---------------------------------	-----

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+9+2SS) qui regroupe commerces au niveau de sous sol 2, service au niveau de sous sol 1, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles, portiques), qu'il est situé en zone III et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en huit chapitres, dont les cinq premiers porteront la présentation du projet, en plus des calculs statiques, dans le chapitre six nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre sept. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du huitième chapitre.

I.Introduction

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

II.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet des 2196 logements du programme de l'Agence Algérienne du Développement du Logement (AADL). Il est composé de deux sous sol, d'un rez-de-chaussée à usage d'habitation, et de 9 niveaux eu logement Il est implanté dans la commune de MAHELMA (wilaya de TIPAZA), La structure de bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

III.1.Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 38.11m.
- Hauteur du sous sol 2 : 4.25m
- Hauteur du sous sol 1 :3.26m
- Hauteur du RDC 3.06m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.

Dimensions en plan :

- Largeur en plan 21.65m.
- La longueur en plan 28m.

III.2.Caractéristiques géométriques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bar.

IV.1 Description structurale

❖ Les planchers

Ils sont Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Les maçonneries

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

❖ Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

IV.2. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **III**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

IV.3.Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).

- Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

V. Les états limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

V.1. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

L'équilibre statique

La résistance d'un élément de la construction

La stabilité de forme (flambement)

La fatigue

V.2. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation.

On distingue deux cas :

- ✓ Ouverture des fissures.
- ✓ Déformation des éléments

➤ Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites à l'ELU

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1. Conservation des sections planes.
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. Le béton tendu est négligé dans les calculs.
4. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
5. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
6. Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure I.2).
7. Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié

(figure I.1) (car la section n'est que partiellement comprimée).

8. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

9. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

À L'ELS

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

1. Les sections planes restent planes après déformation.

2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.

4. Le béton tendu est négligé.

5. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.

6. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.

7. Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

VI. Caractéristiques mécaniques des matériaux

➤ Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

VI.1. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

Résistance du béton

a) Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 . Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de

l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \quad (\text{Art A. 2. 1, 11 CBA93})$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j}$	si $j < 60\text{jours}$
$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	si $j > 60\text{jours}$

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

$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j}$	si $j < 28\text{jours}$
$f_{cj} = f_{c28}$	si $j > 28\text{jours}$

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à **25MPa**.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0.60 + 0.06f_{cj}$	si $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3}$	si $f_{cj} > 60\text{MPa}$ (Annexe F BAEL91)

Pour $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

❖ Module de déformation longitudinale de béton

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané E_{ij}
- Module de Young différé E_{vj}

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{vj} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.2 CBA93})$$

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

Module d'élasticité transversale

Il est donné par :

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

$G = 0.4E \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

Modèle de calcul à l'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $n = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligé (Art A.4.5,1 BAEL91). De plus,

on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333MPa$).

❖ Modèle de calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contraintes déformations donné sur la Figure V.1.

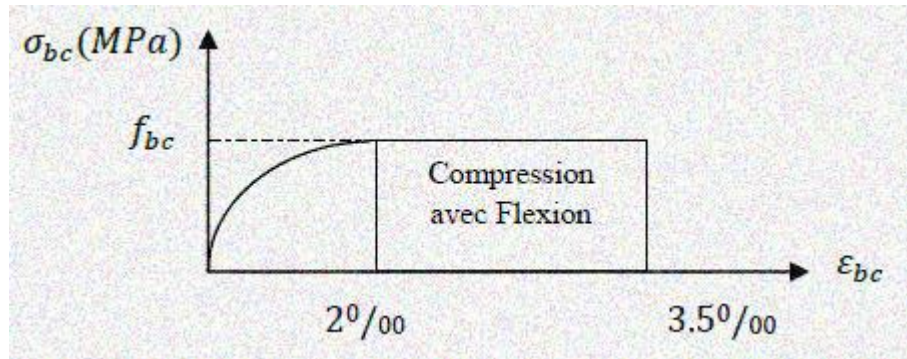


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ → si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$ → si la durée est comprise entre 1h et 24h.

Sinon → $\theta = 0.85$.

VI.2. L'acier

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR)

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL)

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 MPa$ et l’allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de **FeE400** de limite élastique de **400MPa**.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance **FeE235 Mpa** avec **Ø6**.

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Pour } \varepsilon_{sc} < \varepsilon_s < 10\text{‰} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \varepsilon_s: \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 MPa \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$

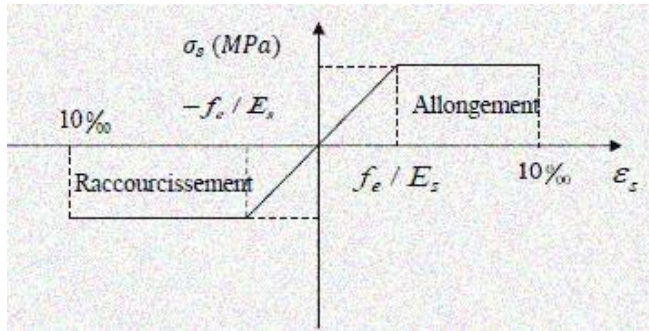


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 MPa \rightarrow \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 MPa \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Etat limite de service (ELS)

Selon le **BAEL91** la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de **σs** est donnée en fonction du type de la fissuration.

Fissuration peu nuisible (FPN) → aucune vérification à faire.

Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93(A.4.5.3.3)}$$

Fissuration très nuisible (ouvrage en mer) Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

VI.3. Actions et sollicitations

VI.3.1. Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction. On distingue :

Les actions permanentes notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Le poids propre de la structure
- La poussée des terres et liquides.

Les actions variables notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges dues à l'effet de température.

Les charges appliquées en cours d'exécution.

Les actions accidentelles, notées FA provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

VI.3.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable

$$\begin{cases} \mathbf{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \mathbf{ELS} : G + Q \end{cases}$$

- Situation accidentelle

$$\begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0.8 G \pm Ex \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**.

I. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon **BAEL91**, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{array} \right.$$

Vérification d'après **RPA99 version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: L_{\max} : longueur max entre nus d'appuis

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

I.1. Les poutres transversales :

$$L_{\max} = 460cm \quad L = 460 - 35 = 425cm$$

Par **BAEL 91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5 \\ 0,3h \leq b \leq 0,4h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 18 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 45cm**
b= 30cm

Vérification d'après **RPA99 version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45\text{ cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

—————> **Donc on choisi une poutre de section ''45x30''cm²**

I.2.Les poutres longitudinales :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles $L_{\text{max}} = 385\text{cm}$

$$L = 385 - 35 = 350\text{cm}$$

Par **BAEL 91** :

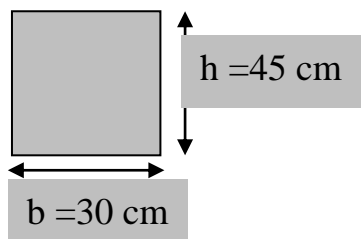
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35 \\ 0,3h \leq b \leq 0,4h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 14 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm**
b= 30 cm

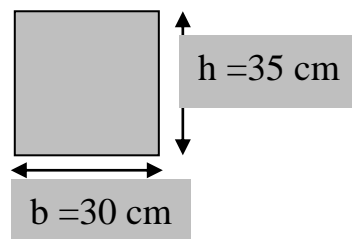
Vérification d'après **RPA99 version 2003** :

$$\begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 35 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array}$$

—————> **Donc on choisi une poutre de section ''35x30''cm²**



Poutre transversale



Poutre longitudinale

II. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

- poteau de 2^{ème} sous sol :

D'après **BAEL 91**, on vérifie la condition de flambement :

$$L_f / b \leq 14,4$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$L_0 =$ (hauteur de l'étage - hauteur de la poutre)

$$L_0 = 425 - 45 = 380 \text{ cm} \text{ donc } L_f = 0,7 \times 380 = 266 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b \geq 266 \div 14,4 = 18,47 \text{ cm.}$$

Donc : $b = 60 > 18,47 \text{ cm}$ Conditions vérifiées.

$$b/4 \leq h \leq 4.b$$

$$60/4 \leq h \leq 4 \times 60$$

$$15 \leq h \leq 240$$

On prend : $h = 60 \text{ cm}$

Vérification des exigences du **RPA version 2003** :

$$\text{Min} (b, h) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{min}(60, 60) \geq 30 \text{ cm} \text{ vérifiée (zone III)}$$

$$\text{Min} (b, h) \geq h_e/20 \longrightarrow \text{min} (60, 60) \geq 21,25 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 1 < 4 \text{ vérifiée}$$

- Poteau de sous sol 1, RDC , 1^{ère} , 2^{ème} étage : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
- Poteau de 3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème} , 6^{ème} étage : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
- Poteau de 7^{ème} , 8^{ème} , 9^{ème} étage : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

III. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. on distingue deux type de plancher :

III.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres occasionnés aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

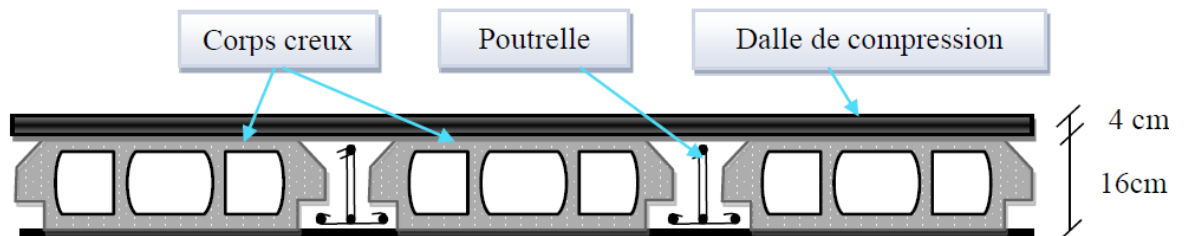


Figure II.1 Plancher à corps creux

- **Résistance :**

La résistance est normalement assurée dans le domaine d'utilisation planchers, Conformément aux règlements en vigueur.

- **Isolation thermique :**

Le procédé est au delà des exigences minimales fixées par la réglementation Thermique en vigueur, selon le **DTR C3.2 (règles de calcul des déperditions calorifiques)** et le **DTR C3.4 (règles de calcul des apports calorifiques)**.

- **Isolation acoustique :**

Les performances du produit sont vérifiées en fonction des exigences **du DTR C3.11** (isolation acoustique des parois aux bruits aériens – Règles de calcul) l'isolation acoustique au bruit d'impact est supérieure a celle d'une dalle traditionnelle en corps creux en agglomération.

- **Résistance au feu :**

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

On adopte : e=12cm.

- **Isolation phonique :**

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

• **Résistance à la flexion :**

✦ L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$L_{\max}/25 \leq ht \leq L_{\max}/20 \quad [1] \text{Article B.6.8.4.2}$$

Avec :

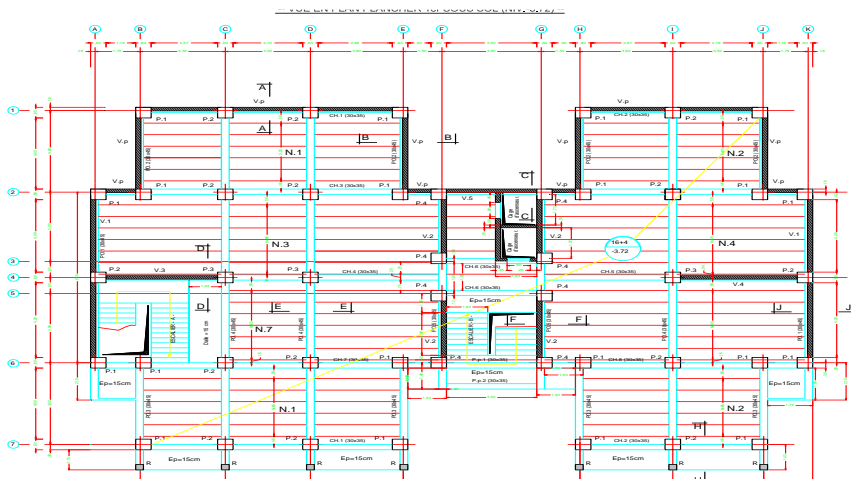
L_{\max} : longueur entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

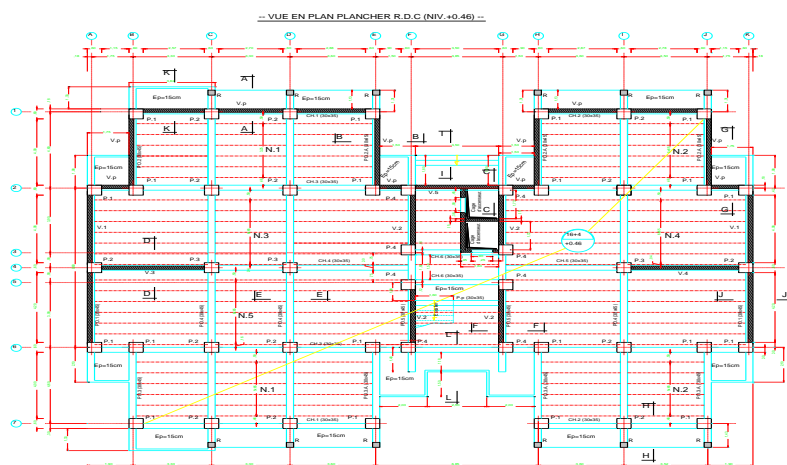
Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée .
- le critère de continuité.

Plan de sous sol 1 :



Plan de RDC :



Plan de l'étage courant :

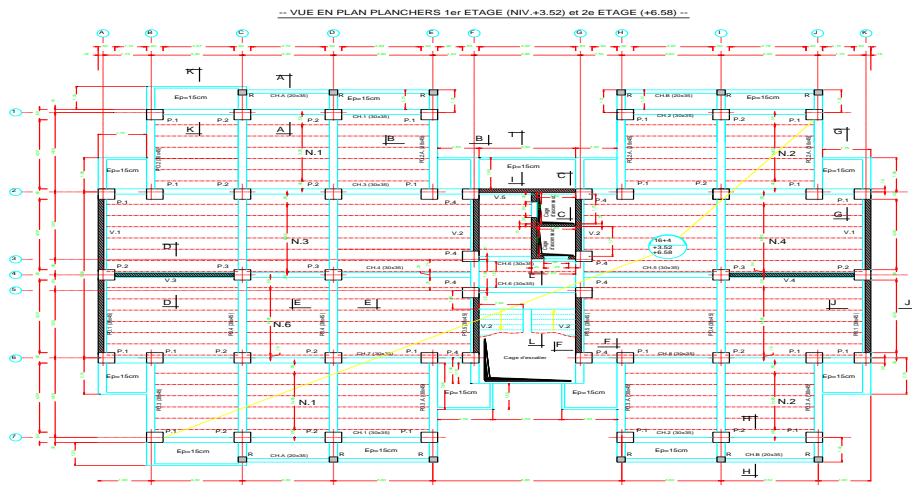


Figure II.2 Disposition des poutrelles sur les différents planchers

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère.

On a :

$$L_{\max} = 525 - 35 = 490 \text{ cm}$$

$$L_{\max} / 25 \leq h_t \leq L_{\max} / 20 \implies 490 / 25 \leq h_t \leq 490 / 20 \implies 19.6 \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

On adopte: $h_t = 20 \text{ cm}$

Nous avons ainsi : $h_1 = 16 \text{ cm}$ $h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur des poutrelles

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \implies 6 \leq b \leq 8$$

On adopte: $b_0 = 12 \text{ cm}$ pour la sécurité

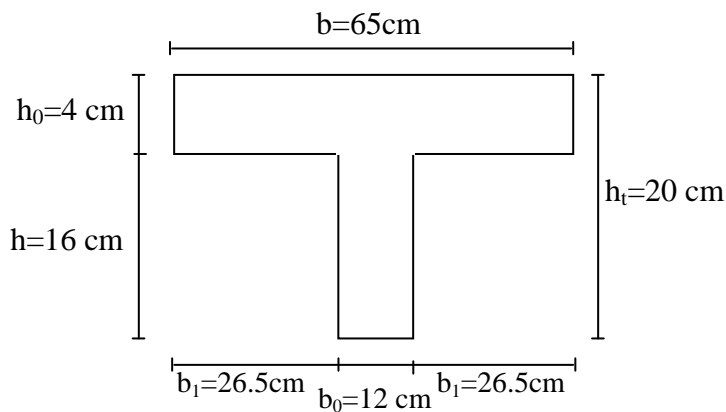


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.

- **Longueur des débords :**

$$b_1 = \min \left\{ \frac{(b - b_0)}{2}, l_x / 10 \right\} = \left\{ \frac{(65-12)}{2}, 350/10 \right\}$$

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

- **Conclusion :**

On adoptera un plancher à corps creux de **20 cm** d'épaisseur composés d'un hourdis de **16cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

$$h = 20 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

IV.dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance à la flexion**

$l_x/35 \leq e \leq l_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.

$e \geq l_x/20$ pour une dalle sur seul appui.

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

Avec: $\alpha = l_x/l_y$

l_x : Petit coté du panneau de dalle.

l_y : Grand coté du panneau de dalle.

$\alpha = (385-35)/(460-35) = 350/425 = 0.82 \geq 0.4$ dalle pleine portant dans deux sens

$$l_x / 45 \leq e \leq l_x / 40 \iff 350/45 \leq e \leq 350/40$$

$7.78 \leq e \leq 8.75$ on prend $e = 15$ pour la sécurité

IV.1.Dalle pleine (plancher terrasse ascenseur) :

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

IV.2.Dalle pleine (la cage des escaliers) :

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

V.1.Les Voile :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue : très souvent. Les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} [h_e/25 ; 15\text{cm}]$

Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} [h_e/22 ; 15\text{cm}]$

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} [h_e/20 ; 15\text{cm}]$

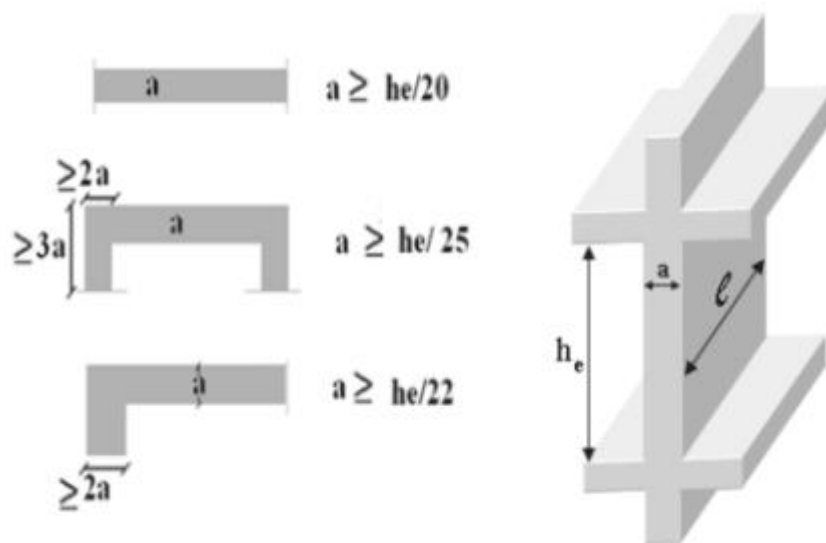


Figure II.4 : section réduite du voile

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser la 3^{ème} type avec :

$h = 4.25$ m pour sous sol 2

$h = 3.26$ m pour sous sol 1

$h = 3.06$ m pour RDC et les autres étages.

Le **RPA 99 / version 2003** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$h_e = 4.25 - 0.15 = 4.1 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[4.1/20 ; 15\text{cm}] \implies a \geq \text{Max}[20 \text{ cm} ; 15\text{cm}] \text{ (sous sol2)}$$

$$h_e = 3.26 - 0.2 = 3.06 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[3.06/20 ; 15\text{cm}] \implies a \geq \text{Max}[15.3\text{cm} ; 15\text{cm}] \text{ (sous sol1)}$$

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[2.86/20 ; 15\text{cm}] \implies a \geq \text{Max}[14.3\text{cm} ; 15\text{cm}] \text{ (RDC et les autres étages)}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : **e = 20 cm**

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastés sur les quatre cotés et ils travaillent comme dalle pleine. Leur épaisseurs peuvent être modifiées après l'étude dynamique de la structure.

V.2.Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

VI-Les escaliers :

VI-1- Définition générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

VI-2- Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

La montée ou la hauteur d'escalier (H).

La hauteur d'une marche (h).

Le giron : la largeur de marche (g).

L'emmarchement : la largeur de la volée (b).

La contre marche : la partie verticale d'une marche.

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompues des marches

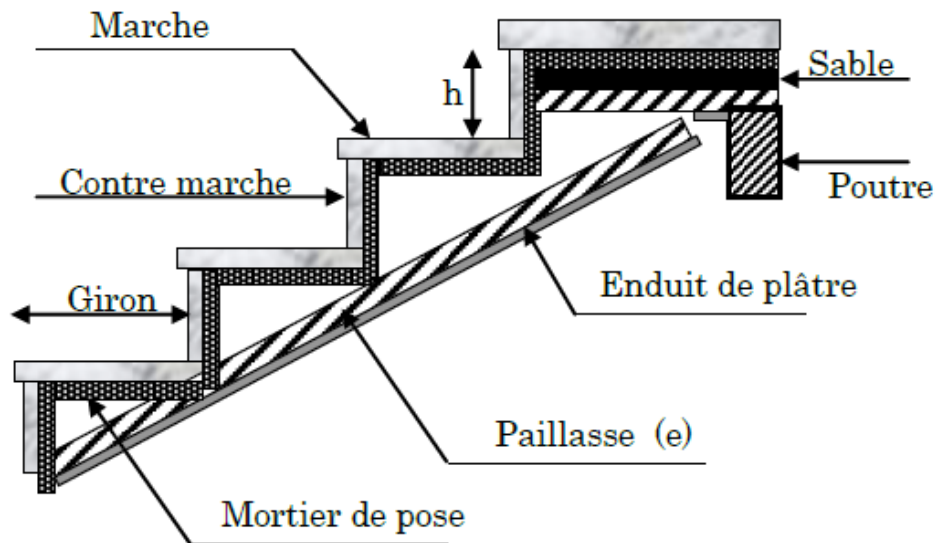


Figure II.5: Schéma d'un escalier.

VI-3-Dimensionnement d'escalier :

Pour sous sol 2 (niveau -7.97 a -6.78)

on utilise la formule empirique de

«BLONDEL » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons : $14 \leq h = 17 \leq 20$

$22 \leq g = 30 \leq 33$

$59 \leq g+2h = 64 \leq 66$ Donc on adopte : $h = 17$

cm , $g = 30$ cm

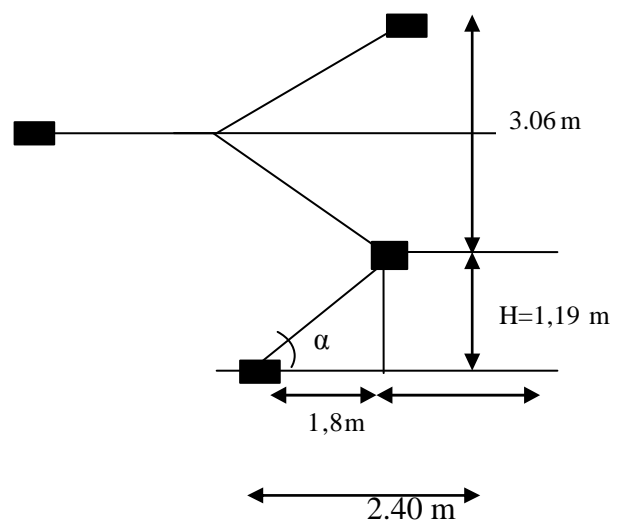
Nombre de contre marche et de marche :

$Nc.m = H/h$

H : hauteur libre d'étage

$Nc.m = 119/17 = 7$ contre marches

$Nm = Nc.m - 1 = 6$ marches.



- La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 6 \times 30 = 180 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

- L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 119/180 = 0.66$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,637) = 33.47^\circ$$

- L'épaisseur de la paillasse :

est calculée suivant la condition

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = (180^2 + 119^2)^{1/2} = 2.16 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et palier :

$$L = L_p + L_{pp} = 2.16 + 1.08 + 1.02 = 4.26$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad 426/30 \leq e \leq 426/20$$

$$14.2 \leq e \leq 21.3$$

On adopte:

$$e = 15 \text{ cm}$$

Tableau II.1 : caractéristique d'escalier du sous sol 1

H _{étage} (m)	volée	H (m)	L (m)	Inclinaison α (°)	N _m	N _{c.m}	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
3.26	1	1.63	2.4	34.18	8	9	17	30	15
	2	1.63	2.4		8	9			

Tableau II.2 : caractéristique d'escalier du RDC

H _{étage} (m)	volée	H (m)	L (m)	Inclinaison α (°)	N _m	N _{c.m}	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
3.06	1	1.53	2.4	32.51	8	9	17	30	15
	2	1.53	2.4		8	9			

VII. Pré dimensionnement des balcons :

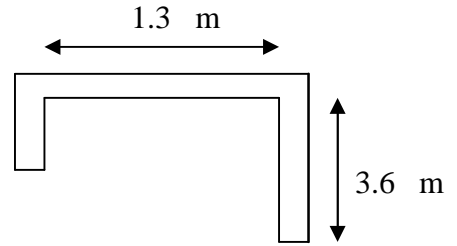
Type 1 (repose sur 3 appuis) :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.33 \text{ m} \\ L_y = 3.6 \text{ m} \end{array} \right\} \lambda = L_x / l_y = 1.33 / 3.6 = 0.37 \leq 0.4$$

$$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30 \implies 3.8 \leq e \leq 4.4$$

On prend :

e = 15 cm



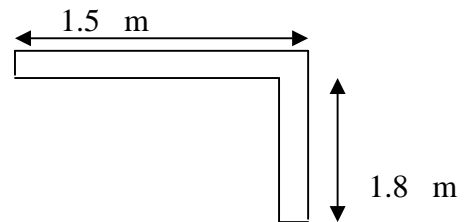
Type 2 (repose sur 2 appuis) :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.5 \text{ m} \\ L_y = 1.8 \text{ m} \end{array} \right\} \lambda = L_x / l_y = 1.5 / 1.8 = 0.83 \geq 0.4$$

$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \implies 3.33 \leq e \leq 3.75$$

On prend :

e = 15 cm



I- Evaluation des charges :

Introduction :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à La fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

❖ Les charges permanentes (G) :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

❖ Les charges d'exploitation (Q):

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires .Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

A.Les Plancher :

A.1.Plancher terrasse :

La terrasse est a un zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps Creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation Des eaux pluviales.

Tableau III.1 : évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/ m²)
Gravillon de protection	0.050	1.00

Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Par vapeur	0.020	0.18
Forme de pente	0.1	2.20
Dalle pleine	0.2	5.00
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$G = 8.86 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente (terrasse inaccessible ep = 25) : $G = 10.11 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible ep = 25) : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

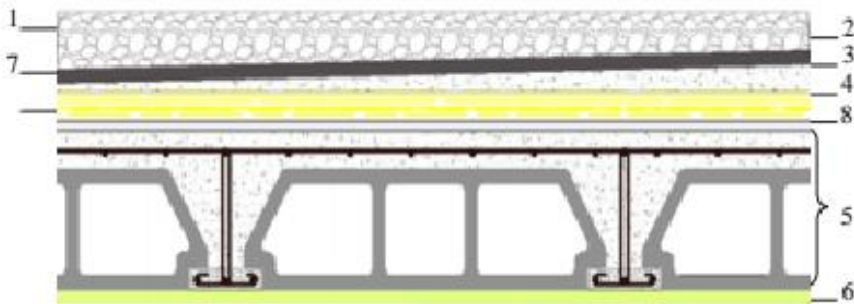


Figure III.1 : composant d'un plancher terrasse accessible

Tableau III .2 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible en corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/ m²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de pente	0.1	2.20
Plancher corps creux (16+4)	0.2	2.85
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

A. 2. Plancher étage courant :

Les planchers des étages courant sont en corps creux

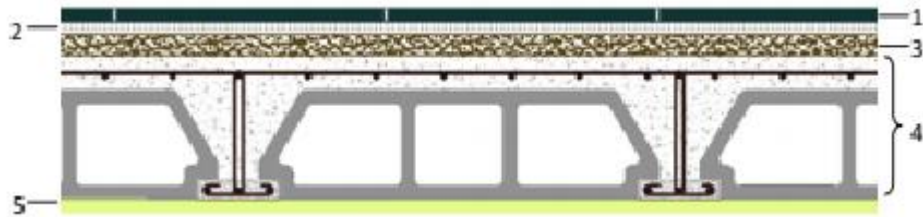


Figure III.2 : coupe plancher étage courant

Tableau III.3: Évaluation des charges permanente du plancher courant

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation du plancher de sous sol 1 : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.4 : Évaluation des charges permanente du plancher en dalle

Pleine sous sol 2 :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36

Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$G = 6.11 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

B - Murs extérieures (doubles parois en briques creuses) :

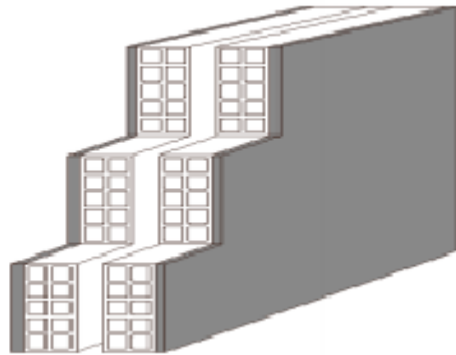


Figure III.3 : Mur extérieur

Tableau III.5 : Évaluation des charges des murs extérieures

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Brique creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Brique creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.36

$G = 2.76 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente (niveau sous sol 2) : $G = 2.76 \times (4.25 - 0.45) = 10.49 \text{ KN/m}$

La charge permanente (niveau sous sol 1) :

$G = 2.76 \times (3.26 - 0.45) = 7.76 \text{ KN/m}$

$G = 2.76 \times (3.26 - 0.35) = 8.03 \text{ KN/m}$

La charge permanente (niveau RDC et étage courant) :

$G = 2.76 \times (3.06 - 0.45) = 7.20 \text{ KN/m}$

$G = 2.76 \times (3.06 - 0.35) = 7.48 \text{ KN/m}$

C. Les escaliers :

1.La volée :

Tableau III .6 : évaluation des charges permanente de paillasse

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.4
Revêtement verticale	0.020	0.22
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.15/(cos32.51)	4.45
Enduit de plâtre	0.02/(cos32.51)	0.24

$$G = 7.94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

2.Palier :

Tableau III.7 : Évaluation des charges permanente du palier

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.4
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Dalle en béton armé	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

D. Balcon : Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau III. 8 : évaluation des charges permanente de dalle de balcon

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.4

Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Dalle pleine en béton armé	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

F.L'acrotère :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.02 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : ep } 0.02 \text{ m} = 0.55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 2.275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

II.Descente de charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

A.calcule de l'effort \overline{Nu} :

l'effort normal admissible est :

$$\overline{Nu} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot F_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) ; \text{ Avec}$$

\overline{Nu} : effort normal admissible à l'ELU.

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$F_{c28} = 25\text{MPa}$ et $F_e = 400\text{MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau

($A_s = B/10000$).

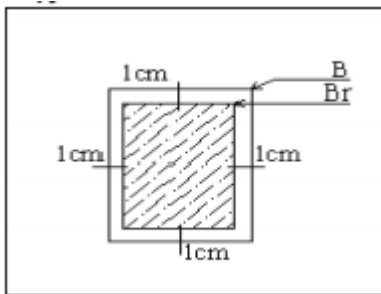


Figure III.4 : section réduite du poteau rectangulaire

α : coefficient fonction de l'élançement du poteau : selon le BAEL révisée 99(Art B.8.4.1)

$$\alpha = \left(\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) / K \text{ Si } \lambda \leq 50 \text{ et } \alpha = \left(0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K \text{ Si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = l_f / i \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

où : i : Rayon de giration.

λ : l'élançement géométrique.

l_f : longueur de flambement.

$Nu/2$ appliqué avant 28 jours : $K=1.1$

$Nu/2$ appliqué avant 90 jours : $K=1.2$

$Nu/2$ appliqué après 28 jours : $K=1.0$

Pour notre projet on adopte : $K = 1.2$

Tableau III.9 : calcul de \overline{Nu} des poteaux

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As	$\bar{N}u$
Terrasse inac	50 × 50	2304	2.14	14.83	0.684	250	2977.88
9^{ème} étage	50 × 50	2304	2.14	14.83	0.684	250	2977.88
8^{ème} étage	50 × 50	2304	2.14	14.83	0.684	250	2977.88
7^{ème} étage	50 × 50	2304	2.14	14.83	0.684	250	2977.88
6^{ème} étage	55 × 55	2809	2.14	13.48	0.687	302.5	3645.96
5^{ème} étage	55 × 55	2809	2.14	13.48	0.687	302.5	3645.96
4^{ème} étage	55 × 55	2809	2.14	13.48	0.687	302.5	3645.96
3^{ème} étage	55 × 55	2809	2.14	13.48	0.687	302.5	3645.96
2^{ème} étage	60 × 60	3364	2.14	12.36	0.691	360	4391.2
1^{ère} étage	60 × 60	3364	2.14	12.36	0.691	360	4391.2
RDC	60 × 60	3364	2.14	12.36	0.691	360	4391.2
1^{ère} sous sol	60 × 60	3364	2.28	13.16	0.687	360	4365.78
2^{ème} sous sol	60 × 60	3364	2.98	17.21	0.684	360	4346.71

B.Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure le poteau le plus sollicité est le poteau « P3 » :

a) **Poteau intermédiaire (9^{ème}, 8^{ème}, 7^{ème} étage) :**

La surface complète : $S = (2.115+2.175) \times (1.4+2.235) = 15.59 \text{ m}^2$

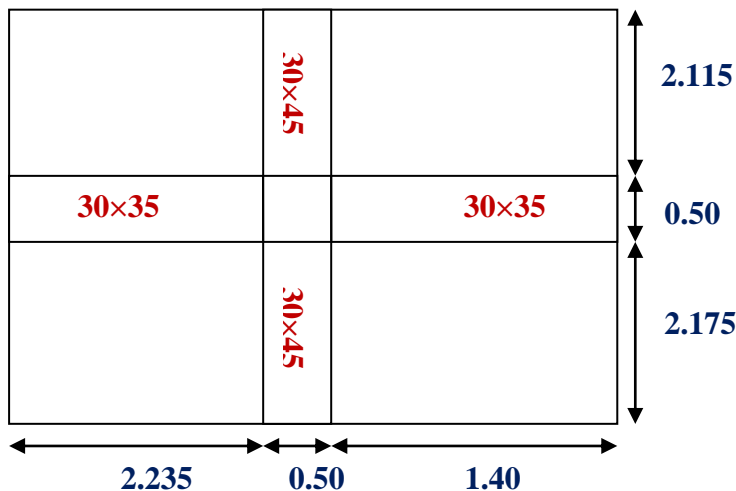


Figure III.5 : Représentation du poteau le plus sollicité de 9^{ème}, 8^{ème}, 7^{ème} étage

b) Poteau intermédiaire (6^{ème}, 5^{ème}, 4^{ème}, 3^{ème} étage) :

La surface complète : $S = (2.075+2.14) \times (1.375+2.2) = 15.07 \text{ m}^2$

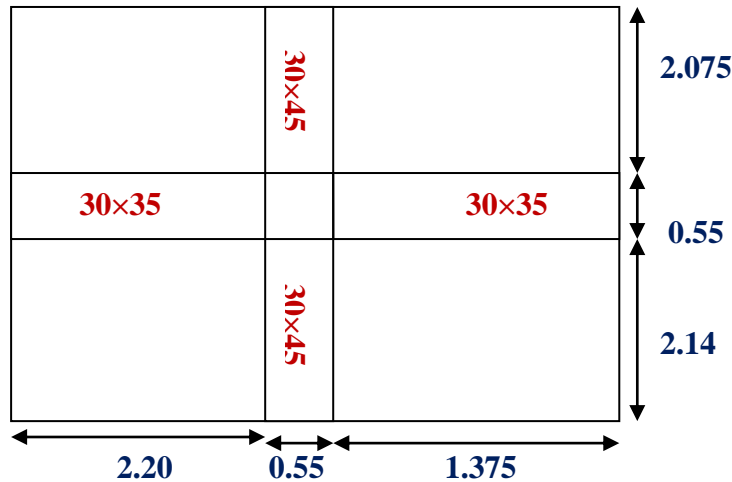


Figure III.6 : Représentation du poteau le plus sollicité de 6^{ème}, 5^{ème}, 4^{ème}, 3^{ème} étage

c) Poteau intermédiaire (2^{ème}, 1^{ère} étage, RDC, 1^{ère} sous sol, 2^{ème} sous sol) :

La surface complète : $S = (2.16+1.35) \times (2.1+2.04) = 14.53 \text{ m}^2$

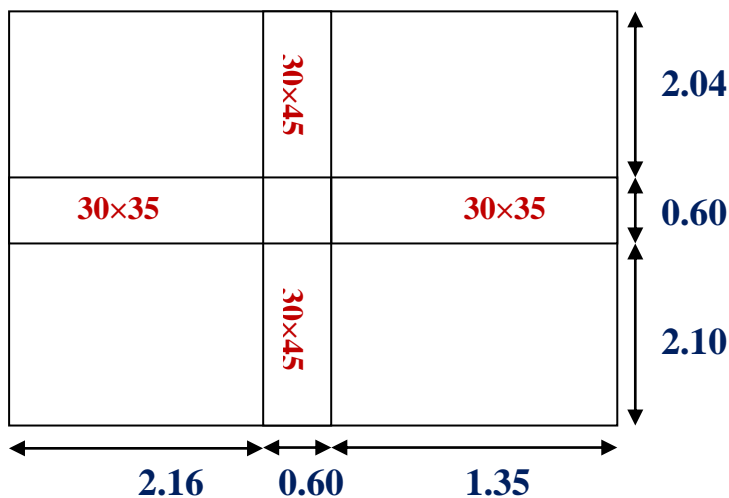


Figure III.7 : Représentation du poteau le plus sollicité de 2^{ème}, 1^{ère} étage, RDC, 1^{ère} sous sol, 2^{ème} sous sol

C. charge d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le première étage est « 0 »).

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,..., Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

9^{ème} étage : Qcum = Q₀

8^{ème} étage : Qcum = Q₀ + Q₁

7^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.95 (Q₁+Q₂)

6^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.90 (Q₁+Q₂+Q₃)

5^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.85 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄)

4^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.80 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅)

3^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.75 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆)

2^{ème} étage : Qcum = Q₀ + 0.71 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇)

1^{ère} étage : Qcum = Q₀ + 0.69 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇+Q₈)

RDC : Qcum = Q₀ + 0.67 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇+Q₈+Q₉)

1^{ère} sous sol : Qcum = Q₀ + 0.65 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇+Q₈+Q₉+Q₁₀)

2^{ème} sous sol : Qcum = Q₀ + 0.63 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇+Q₈+Q₉+Q₁₀+Q₁₁)

Tableau III .10 : Détermination des charges d'exploitation

	q (KN/m ²)	S(m ²)	Q = q.s (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Qcum
9^{ème} étage	1.5	15.59	23.385		23.385
8^{ème} étage	1.5	15.59	23.385	1	46.770
7^{ème} étage	1.5	15.59	23.385	0.95	67.817
6^{ème} étage	1.5	15.07	22.605	0.90	85.823
5^{ème} étage	1.5	15.07	22.605	0.85	101.568
4^{ème} étage	1.5	15.07	22.605	0.80	115.053
3^{ème} étage	1.5	15.07	22.605	0.75	126.278
2^{ème} étage	1.5	14.53	21.795	0.71	136.264

1 ^{ère} étage	1.5	14.53	21.795	0.69	148.123
RDC	1.5	14.53	21.795	0.67	159.110
1 ^{ère} sous sol	2.5	14.53	36.325	0.65	178.670
2 ^{ème} sous sol	5	14.53	72.65	0.63	219.662

D.Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :


9^{ème} étage :

$$G_{\text{poutre.p}} = [(0.3 \times 0.45) (2.115 + 2.175)] \times 25 = 14.48 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = [(0.3 \times 0.35) (2.235 + 1.4)] \times 25 = 9.54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S = 15.59 \times 6.33 = 98.68 \text{ KN}$$




$$G = 141.83 \text{ KN}$$

8^{ème} étage & 7^{ème} étage :

$$G_{\text{poutre}} = 24.02 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 19.13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 15.59 \times 5.21 = 81.22 \text{ KN}$$



$$G = 124.37 \text{ KN}$$


6^{ème} étage & 5^{ème} étage & 4^{ème} étage & 3^{ème} étage :

$$G_{\text{poutre.p}} = [(0.3 \times 0.45) (2.075 + 2.14)] \times 25 = 14.23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = [(0.3 \times 0.35) (1.375 + 2.2)] \times 25 = 9.38 \text{ KN}$$

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

$$G_{\text{plancher}} = G \times S = 15.07 \times 5.21 = 78.51 \text{ KN}$$



$$G = 125.26 \text{ KN}$$

2^{ème} étage & 1^{ère} étage & RDC :

$$G_{\text{poutre.p}} = [(0.3 \times 0.45) (2.04 + 2.1)] \times 25 = 13.97 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = [(0.3 \times 0.35) (1.35 + 2.16)] \times 25 = 9.21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.60 \times 0.60 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S = 14.53 \times 5.21 = 75.70 \text{ KN}$$



$$G = 126.42 \text{ KN}$$

1^{ère} sous sol :

$$G_{\text{poutre}} = 23.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.60 \times 0.60 \times 3.26 \times 25 = 29.34 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 75.70 \text{ KN}$$



$$G = 128.22 \text{ KN}$$

2^{ème} sous sol :

$$G_{\text{poutre}} = 23.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.60 \times 0.60 \times 4.25 \times 25 = 38.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 14.53 \times 6.11 = 88.78 \text{ KN}$$



$$G = 150.21 \text{ KN}$$

E. Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

1. évaluation des charges verticales :

Selon le BAEL91 révisées 99 (Art B.8.1.1) : Les charge verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charge variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

de **15%** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

De **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Donc : dans notre cas on va prendre 10% de majoration des charges verticales.

➤ **Vérification du $1.1Nu \leq \bar{N}u$:**

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

Tableau III.11 : Vérification du $1.1N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux

	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	\bar{N}_u (KN)	1.1Nu \leq \bar{N}_u
9^{ème} étage	141.83	141.83	23.385	226.55	249.21	2977.88	Oui
8^{ème} étage	124.37	266.2	46.770	429.53	472.48	2977.88	Oui
7^{ème} étage	124.37	390.57	67.817	628.99	691.89	2977.88	Oui
6^{ème} étage	125.26	515.83	85.823	825.11	907.62	3645.96	Oui
5^{ème} étage	125.26	641.09	101.568	1017.82	1119.60	3645.96	Oui
4^{ème} étage	125.26	766.35	115.053	1207.15	1327.87	3645.96	Oui
3^{ème} étage	125.26	891.61	126.278	1393.09	1532.4	3645.96	Oui
2^{ème} étage	126.42	1018.03	136.264	1578.74	1736.61	4391.2	Oui
1^{ère} étage	126.42	1144.45	148.123	1767.19	1943.91	4391.2	Oui
RDC	126.42	1270.87	159.110	1954.34	2149.77	4391.2	Oui
1^{ère} sous sol	128.22	1399.09	178.670	2156.78	2372.46	4365.78	Oui
2^{ème} sous sol	150.21	1549.3	219.662	2421.05	2663.16	4346.71	Oui

➤ **Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : sollicitation normale :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'emble dues à séisme, l'effort normal de compression de

calcul est limité par la condition suivante :
$$\frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau II.4 : Vérification selon l'RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

	Nacc (KN)	Fc28 (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$	
9^{ème} étage	259.09	2.5	2500	0.041	CV
8^{ème} étage	299.38	2.5	2500	0.048	CV

7 ^{ème} étage	492.91	2.5	2500	0.074	CV
6 ^{ème} étage	631.07	2.5	3025	0.083	CV
5 ^{ème} étage	800.06	2.5	3025	0.11	CV
4 ^{ème} étage	970.44	2.5	3025	0.13	CV
3 ^{ème} étage	1148.49	2.5	3025	0.15	CV
2 ^{ème} étage	1336.86	2.5	3600	0.15	CV
1 ^{ère} étage	1528.80	2.5	3600	0.17	CV
RDC	1725.20	2.5	3600	0.19	CV
1 ^{ère} sous sol	1901.39	2.5	3600	0.21	CV
2 ^{ème} sous sol	2315.73	2.5	3600	0.26	CV

➤ **Vérification spécifique sous sollicitation tangentes :**

Selon l’RPA 99 / 2003 Art 7.4.3.2 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \implies \rho_d = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \implies \rho_d = 0.040 \end{array} \right\}$$

λ_g : est l’élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times 4.25 = 2.98 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.26 = 2.28 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec :

b = largeur de poteaux

d = hauteur utile = 0.9 h

Tableau III.12 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

poteaux	Tmax (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
9^{ème} étage (50×50)	150.80	0.670	4.28	0.04	1	Condition vérifiée
8^{ème} étage (50×50)	100.42	0.446	4.28	0.04	1	Condition vérifiée
7^{ème} étage (50×50)	102.59	0.456	4.28	0.04	1	Condition vérifiée
6^{ème} étage (55×55)	109.16	0.401	3.89	0.04	1	Condition vérifiée
5^{ème} étage (55×55)	106.87	0.393	3.89	0.04	1	Condition vérifiée
4^{ème} étage (55×55)	108.59	0.399	3.89	0.04	1	Condition vérifiée
3^{ème} étage (55×55)	109.54	0.402	3.89	0.04	1	Condition vérifiée
2^{ème} étage (60×60)	115.90	0.358	3.57	0.04	1	Condition vérifiée
1^{ère} étage (60×60)	183.83	0.567	3.57	0.04	1	Condition vérifiée
RDC (60×60)	163.08	0.503	3.57	0.04	1	Condition vérifiée
1^{ère} étage (60×60)	134.26	0.414	3.8	0.04	1	Condition vérifiée
2^{ème} étage (60×60)	151.31	0.467	4.97	0.04	1	Condition vérifiée

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9^{ème} étage qu'il a la plus faible section.

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 50^4/12 = 520833.33 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / (a \times b)} = \sqrt{520833.33 / 2500} = 14.43 \text{ cm}$$

- Elancement mécanique (x, y) :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

$H_0 = 3.06 \text{ m}$ (la hauteur sur le plafond).

$K = 0.7$; pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0.7 \times 3.06 / (14.43 \times 10^{-2}) = 14.84$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14.84 < 70 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (Différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le Cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

I.1. Etude des poutrelles :

I.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en **Té** en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

- **Charge et surcharge :**

Plancher terrasse accessible : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher étage courant : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

I.3. Les différents types des poutrelles :

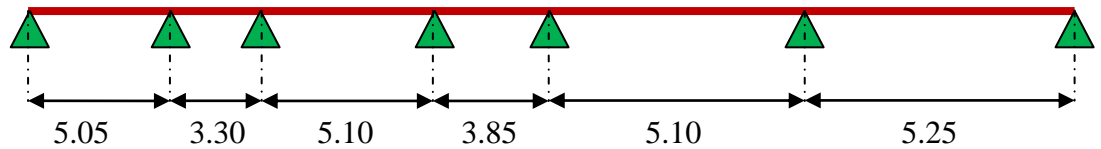
Les différents types des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les différents types des poutrelles

Schéma statique

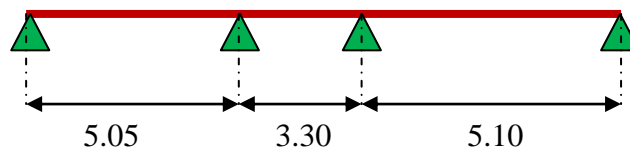
Poutrelle du plancher terrasse accessible

Type 1

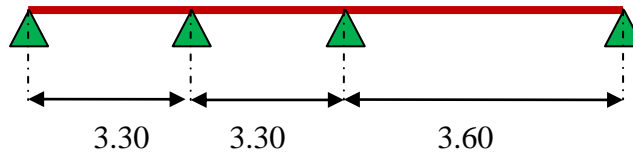


Poutrelle du plancher habitation et service

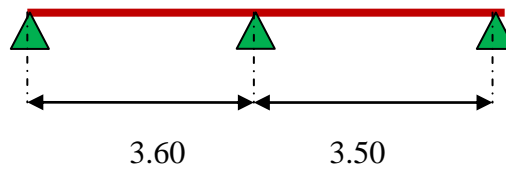
Type 1

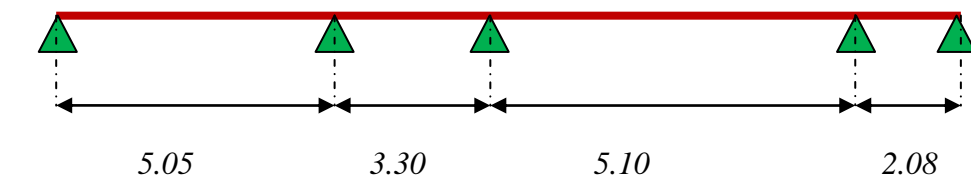


Type 2 1°)

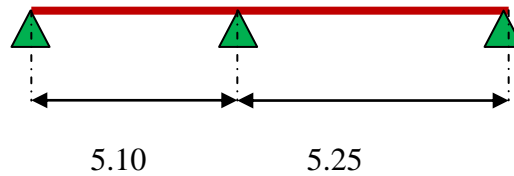
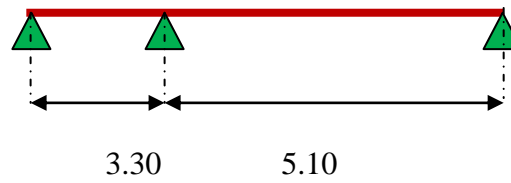


2°)



Type 3 1°)

2°)

**Type 4****II.Méthodes de calcul**

Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles on utilise les deux méthodes suivantes :

La méthode de Forfaitaire.

La méthode Caquot.

II.1.Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

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

Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \max (2G , 5kn/m^2)$).

Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

Fissuration peut nuisible.

Principe de la méthode :

CBA (Art B 6.2.2.1.1)

- **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 $M_0 = \frac{q \times Li^2}{8}$

Md : Moment sur l'appui de droite.

Mg : Moment sur l'appui de gauche.

Mt : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$Mt + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) ; 1.05 \} M_0$$

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

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

- **Les efforts tranchants :**

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

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.

- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

L'effort tranchant calculé par la méthode de la RDM vaut :

$$V_1 = V_0 \frac{M_i + M_{i+1}}{L_i}$$

II.2. Domaine d'application de la méthode Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées.

$Q > \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions **2,3** ou **4** de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de

la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que : $G'=2G/3$.

- Principe de la méthode Caquot
- Calcul des moments

En appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \cdot (l'_g)^3 + P_d \cdot (l'_d)^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d ; M_0(x) = \frac{P_u \times X}{2} \times (1 - x) ; x = \frac{li}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times li}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{P_u \times li}{2} + \frac{M_d - M_g}{li}$$

La détermination des moments max entraxe se fait avec la charge permanente G.

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = 0.65 \times P_u$

L'ELS : $q_s = G+Q$ et $P_s = 0.65 \times P_s$

Tableau IV.2 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU		ELS	
			q _u KN/m ²	P _u KN/ml	q _s KN/m ²	P _s KN/ml
Terrasse accessible	6.33	1.5	10.80	7.02	7.83	5.09
Étage courant	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
Étage service	5.21	2.5	10.78	7.01	7.71	5.01

Vérification des conditions de BAEL :

Exemple de calcul :

Type2 : Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de l'étage courant :

Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

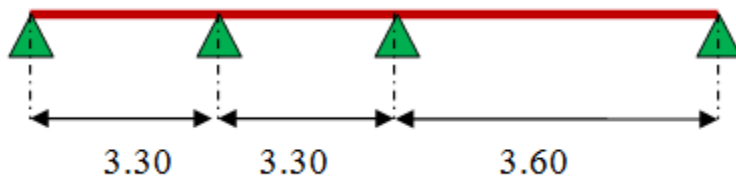


Figure IV.1 : Schéma statique de poutrelle type 2

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

1^{ère} Condition :

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \max (10.42, 5\text{kN/m}^2) = 10.42 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

2^{ème} condition :

La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l’inertie constante) donc condition est vérifiée

3^{ème} Condition :

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$0.8 \geq \frac{3.3}{3.6} = 0.92 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

4^{ème} condition :

Les poutrelles sont à l’intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d’où La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul à l’ELU :

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{q \times Li^2}{8}$

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q \times l^2_{AB}}{8} = \frac{6.03 \times 3.3^2}{8} = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q \times l^2_{BC}}{8} = \frac{6.03 \times 3.3^2}{8} = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q \times l^2_{CD}}{8} = \frac{6.03 \times 3.6^2}{8} = 9.77 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur les appuis :

$$M_a = -0.2 \times \frac{q \times Li^2}{8} = -4.46 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.7 \times \frac{-7.01(5.05^3 + 2.64^3)}{8.5(5.05 + 2.64)} = -11.04 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.7 \times \frac{-7.01(4.08^3 + 2.64^3)}{8.5(4.08 + 2.64)} = -7.41 \text{ KN.m .}$$

$$M_d = 0.7 \times \frac{-7.01(4.08^3 + 3.08^3)}{8.5(4.08 + 3.08)} = -7.83 \text{ KNm.}$$

$$M_e = 0.7 \times \frac{-7.01(4.08^3 + 3.08^3)}{8.5(4.08 + 3.08)} = -7.83 \text{ KNm .}$$

$$M_f = 0.7 \times \frac{-7.01(4.08^3 + 5.25^3)}{8.5(4.08 + 5.25)} = -13.83 \text{ KNm .}$$

$$M_g = -0.2 \times \frac{q \times Li^2}{8} = -4.83 \text{ KNm .}$$

- Calcul des moments en travées et des efforts tranchants :

On utilise la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q \times l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} x$$

$$T(x) = \frac{dMx}{dx}$$

Travée de rive AB $0 < x < 5.05$

$$M_w = -4.46 \text{ KNm .}$$

$$M_e = -11.04 \text{ KNm .}$$

$$M(x) = \frac{7.01 \times 5.05}{2} x - \frac{7.01 x^2}{2} - 4.46 + \frac{-11.04 + 4.46}{5.05} x$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 16.43x - 4.46$$

$$T(x) = -7x + 16.43 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 16.43 \text{ KN} \\ x = 5.05 & , T(5.05) = -18.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 16.43 = 0 \rightarrow x = 2.34 \text{ m}$$

$$M(2.34) = 14.82 \text{ KN}$$

travée b-c : $0 < x < 3.3$:

$$M_w = -11.04 \text{ KN.m} \quad , \quad M_e = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 12.66x - 11.04$$

$$T(x) = -7x + 12.66 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 12.66 \text{ KN} \\ x = 3.3 & , T(3.3) = -10.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 12.66 = 0 \rightarrow x = 1.80 \text{ m}$$

$$M(1.80) = 0.408 \text{ KNm}$$

travée b-c : $0 < x < 5.10$:

$$M_w = -7.41 \text{ KN.m} \quad , \quad M_e = -7.83 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 17.78x - 7.41$$

$$T(x) = -7x + 17.78 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 17.78 \text{ KN} \\ x = 5.1 & , T(5.1) = -17.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 17.78 = 0 \rightarrow x = 2.54 \text{ m}$$

$$M(2.54) = 15.17 \text{ KNm}$$

travée d-e : $0 < x < 3.85$:

$$M_w = -7.83 \text{ KN.m} \quad , \quad M_e = -7.83 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 13.49x - 7.83$$

$$T(x) = -7x + 13.49 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 13.49 \text{ KN} \\ x = 3.85 & , T(3.85) = -13.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 13.49 = 0 \rightarrow x = 1.92 \text{ m}$$

$$M(1.92) = 5.16 \text{ KNm}$$

- travée e-f : $0 < x < 5.1$:

$$M_w = -7.83 \text{ KN.m} \quad , \quad M_e = -13.15 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 16.74x - 7.83$$

$$T(x) = -7x + 16.82 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 16.82 \text{ KN} \\ x = 5.1 & , T(5.1) = -18.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 16.82 = 0 \rightarrow x = 2.4 \text{ m}$$

$$M(2.4) = 12.18 \text{ KNm}$$

travée f-g : $0 < x < 5.25$:

$$M_w = -13.15 \text{ KN.m} \quad , \quad M_e = -4.83 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -3.50x^2 + 19.9x - 13.15$$

$$T(x) = -7x + 19.98 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 19.98 \text{ KN} \\ x = 5.25 & , T(5.25) = -16.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad -7x + 19.98 = 0 \rightarrow x = 2.85 \text{ m}$$

$$M(2.85) = 15.36 \text{ KNm}$$

Tableau IV.3 : Les résultats des calculs à L'ELU

Appuis	Mappuis
a	4.26
b	11.04

c	7.41
d	7.83
e	7.83
f	13.15
g	4.83

Tableau IV.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible

travée	L	X	Mt
a-b	5.05	2.34	14.82
b-c	3.3	1.8	0.408
c-d	5.1	2.54	15.16
d-e	3.85	1.92	5.16
e-f	5.1	2.4	12.18
f-g	5.25	2.85	15.36

travée	L	T(x=0)	T(x=l)
a-b	5.05	16.43	-18.92
b-c	3.3	12.66	-10.44
c-d	5.1	17.78	-17.92
d-e	3.85	13.49	-13.49
e-f	5.10	16.82	-18.87
f-g	5.25	19.98	-16.77

Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELS :

L'ELS : $q_s = G+Q = 6.33+1.5 = 7.83 \text{ kN/m}^2$ et $P_s = 0.65 \times P_s = 5.08 \text{ kN/m}^2$

▪ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_a = - 0.2 \times \frac{q \times L^2}{8} = - 3.24 \text{ KNm}$$

$$M_b = 0.7 \times \frac{-5.08(5.05^3 + 2.64^3)}{8.5(5.05+2.64)} = -8.00 \text{ KNm.}$$

$$M_c = 0.7 \times \frac{-5.08(4.08^3 + 2.64^3)}{8.5(4.08+2.64)} = -5.32 \text{ KNm .}$$

$$M_d = 0.7 \times \frac{-5.08(4.08^3 + 3.08^3)}{8.5(4.08+3.08)} = -5.67 \text{ KNm.}$$

$$M_e = 0.7 \times \frac{-5.08(4.08^3 + 3.08^3)}{8.5(4.08+3.08)} = -5.67 \text{ KNm .}$$

$$M_f = 0.7 \times \frac{-5.08(4.08^3 + 5.25^3)}{8.5(4.08+5.25)} = -9.53 \text{ KNm .}$$

$$M_g = -0.2 \times \frac{q \times Li^2}{8} = -3.50 \text{ KNm .}$$

Calcul des moments en travées et des efforts tranchants :

travée a-b : $0 < x < 5.05$:

$$M_w = -3.24 \text{ KNm .}$$

$$M_e = -8 \text{ KNm .}$$

$$M(x) = \frac{5.08 \times 5.05}{2} x - \frac{5.05 x^2}{2} - 3.24 + \frac{-8 + 3.24}{5.05} x$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 11.87x - 3.24$$

$$T(x) = -5.05 + 11.87 \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 11.87 \\ x = 5.05 & , T(5.05) = -13.78 \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.33 \text{ m}$$

$$M(2.33) = 10.62 \text{ KNm}$$

travée b-c: $0 < x < 3.3$:

$$M_w = -8 \text{ KNm .}$$

$$M_e = 5.32 \text{ KNm .}$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 9.19x - 8$$

$$T(x) = -5.05x + 9.19 \quad \begin{cases} 0 & x = 0 \\ x = 3.3 \end{cases} \quad \begin{array}{l} , T(0) = 9.19 \\ , T(3.3) = -7.57 \end{array}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 1.80 \text{ m}$$

$$M(1.80) = 0.31 \text{ KNm}$$

travée c-d: $0 < x < 5.10$:

$$M_w = -5.32 \text{ KNm} .$$

$$M_e = -5.67 \text{ KNm} .$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 12.88x - 5.32$$

$$T(x) = -5.05x + 12.88 \quad \begin{cases} x = 0 \\ x = 5.10 \end{cases} \quad \begin{array}{l} , T(0) = 12.88 \\ , T(5.10) = -13.02 \end{array}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.53 \text{ m}$$

$$M(2.53) = 11.00 \text{ KNm}$$

travée d-e: $0 < x < 3.85$:

$$M_w = -5.67 \text{ KNm} .$$

$$M_e = -5.67 \text{ KNm} .$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 9.77x - 5.67$$

$$T(x) = -5.05x + 9.77 \quad \begin{cases} 0 & x = 0 \\ x = 3.85 \end{cases} \quad \begin{array}{l} , T(0) = 9.77 \\ , T(3.85) = -9.77 \end{array}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 1.92 \text{ m}$$

$$M(1.92) = -5.26 \text{ KNm}$$

travée e-f: $0 < x < 5.1$:

$$M_w = -5.67 \text{ KNm} .$$

$$M_e = -9.53 \text{ KNm} .$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 12.19x - 5.67$$

$$T(x) = -5.05x + 12.19 \quad \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 12.19 \\ x = 5.1 & , T(5.1) = -13.71 \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.39 \text{ m}$$

$$M(2.39) = 8.95 \text{ KNm}$$

travée f-g : $0 < x < 5.25$:

$$M_w = -9.53 \text{ KNm} .$$

$$M_e = -3.50 \text{ KNm} .$$

$$M(x) = -2.54x^2 + 14.47x - 9.53$$

$$T(x) = -5.05x + 14.47 \quad \begin{cases} x = 0 & , T(0) = 14.47 \\ x = 5.25 & , T(5.25) = -12.2 \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.84 \text{ m}$$

$$- M(2.84) = 11.07 \text{ KNm}$$

Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible

Appuis	M appuis
A	3.24
B	8.00
C	5.32
D	5.67
E	5.67
F	9.53
G	3.50

Travée	L	X	Mt
a-b	5.05	2.33	10.62

b-c	3.3	1.80	0.31
c-d	5.1	2.53	11.00
d-e	3.85	1.92	5.26
e-f	5.1	2.39	8.95
f-g	5.25	11.07	11.07

travée	L	T(x=0)	T(x=l)
a-b	5.05	11.87	-13.78
b-c	3.30	9.19	-7.57
c-d	5.10	12.88	-13.02
d-e	3.85	9.77	-9.77
e-f	5.10	12.19	-13.71
f-g	5.25	14.47	-12.2

Poutrelle type 2(3 travées à L'ELU) :

Tableau IV.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
A	3.84
B	9.50
C	6.37
d	3.92

travée	L	X	Mt
a-b	5.05	2.33	12.64
b-c	3.3	1.80	0.33
c-d	5.1	2.62	14.36

travée	L	X=0	M(x=l)
a-b	5.05	14.09	-16.36
b-c	3.3	10.88	-9.01
c-d	5.1	15.80	-14.95

Calcul des moments à ELS :

Tableau IV.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
a	2.77
b	6.87
c	4.61
d	2.83

travée	L	X	Mt
a-b	5.05	2.33	9.11
b-c	3.3	1.8	0.23
c-d	5.1	2.62	10.42

Travée	L	T(x=0)	T(x=L)
a-b	5.05	10.18	-11.83
b-c	3.3	7.87	-6.51
c-d	5.1	11.45	-10.78

Poutrelle type 4 : 2 travées a L'ELU (par forfaitaire)

Calcul des moments à ELU

Tableau IV.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
a	0
b	5.85

c	0
---	---

Travée	L	X	Mt
a-b	3.6	1.8	7.48
b-c	3.5	1.75	6.91

travée	L	T(x=0)	T(x=l)
a-b	3.6	10.85	-11.93
b-c	3.5	10.55	-11.60

Calcul des moments à ELS :

Poutrelle type 4: 2 travées a L'ELS (par forfaitaire)

Tableau IV.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
a	0
b	4.23
c	0

Travée	L	X	Mt
a-b	3.6	1.8	5.42
b-c	3.5	1.75	5.00

Travée	L	T(x=0)	T(x=L)
a-b	3.6	7.84	-8.63
b-c	3.5	7.63	-8.39

Poutrelle type 5: 2 travées a L'ELU (par forfaitaire)

Tableau IV.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
a	0
b	12.46
c	0

Travée	L	X	Mt
a-b	5.1	2.33	14.68
b-c	5.25	2.54	15.93

Travée	L	T(x=0)	T(x=L)
a-b	5.1	15.37	-16.91
b-c	5.25	15.82	-17.41

Vérification a L'ELS :

Tableau IV.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant

Appuis	M appuis
a	0
b	15.02
c	0

Travée	L	X	Mt
a-b	5.1	2.33	10.61
b-c	5.25	2.54	9.5

Travée	L	T(x=0)	T(x=L)
a-b	5.1	15.37	-16.91
b-c	5.25	15.82	-17.41

Tableau IV.12 : Tableau sollicitation maximale

Type	ELU				ELS		
	M ^{app} inter (max) KN.m	M ^{app} rive (max) KN.m	M ^{app} travée (max) KN.m	Vmax (KN)	M ^{app} inter (max) KN.m	M ^{app} rive (max) KN.m	M ^{app} travée (max) KN.m
Terrasse e inaccessible	13.15	4.83	15.36	19.98	9.53	11.07	3.5
RDC+ étage courant	9.5	3.92	14.36	16.39	6.87	10.42	2.83

III.Ferrailage des poutrelles

- Exemple de calcul étage courant:

Mt=14.36 KN.m ; M^{app}inter= -9.50 KN.m ; M^{app}rive= -3.32 KN.m ; V=16.36KN

h= 20cm ; h₀ =4cm ; b=65cm ; b₀=10cm ; c=c'=2cm ; d= 18cm

III.1.Armatres longitudinales :

Calcul à l'ELU

En travée :

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times [d - h_0/2]$$

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($h \times b$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{14.36 \times 10^{-3}}{0.60 \times 14.2 \times 0.18^2} = 0.048 \leq \mu_l = 0.392, \quad A' = 0 \text{ et } \epsilon_{st} = 10\%$$

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

Tableau IV.13 : Résumé des résultats de ferrailage

		Étages courants	Terrasse accessible
travée	M (KNm)	14.36	15.36
	μ_{bu}	0.048	0.051
	α	0.051	0.065
	Z(M)	0.176	0.177
	A(cm ²)	2.34	2.37
Appuis int	M (KNm)	9.50	13,15
	μ_{bu}	0.20	13,15
	α	0.287	0.285
	Z(M)	0.159	0.159
	A(cm ²)	1.71	1.71
Appuis de rive	M (KNm)	3.92	4,83
	μ_{bu}	0.085	0.104
	α	0.111	0.137
	Z(M)	0.172	0.170
	A(cm ²)	0.64	0.57

III.2.Calcul des armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Φ_l : diamètre maximale des armatures longitudinales.

On adopte à un étrier Φ_6

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

III.3.Espacement St :

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

a). $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm}$

b). $St \leq At \frac{0.8fe(\sin a + \cos a)}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj} K)} \quad [1](\text{Article A.5.1.2.2})$

- Flexion simple
 - Fissuration peut nuisible $K=1$
 - Pas de reprise de bétonnage
- $\alpha = 90^0$ (Armatures droites.)

$$St \leq At \frac{0.8fe}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{10(0.908 - 0.3 \times 2.1)} = 38.5 \text{ cm}$$

$$St \leq 38.5 \text{ cm}$$

c). $St \leq At \frac{At \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48$

On prend : **$St=15\text{cm}$**

III.4.Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant (Vu) :

• Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$Al \geq \left(Vu + \frac{Mu}{0.9 \times d} \right) \frac{\sigma_s}{f_e} = \left(16.36 - \frac{9.5}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400} \times 10^4 = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

$$Al \geq 1.21 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire est négligeable devant Mu (pas d'influence sur les Al)

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

$$Al \geq (V_u + \frac{Mu}{0.9 \times d}) = \left(\frac{16.36 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} \right) = 0.470 \text{ cm}^2$$

$$Al \geq 0.470 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 16.36 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$= 1.06 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

III.5.Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement :

Tableau IV.14 : ferrailage des poutrelles

Planchers	En travée (cm ²)	En appuis intermédiaire (cm ²)	En appuis de rive (cm ²)	UV (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa
Terrasse accessible	3HA10=2.36	2HA12=2.26	1HA10=0.79	19.98	1.068	3.33
Étage courant	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	16.36	0.771	3.33

• **Vérifications à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton :

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

En travée : Mt = 10.42 KN.m

Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{1}{2} by^2 + 15A'_s(y-c) - 15A_s(d-y)$$

$$Y = 32.5y^2 + 15(2.34+0) - 15(2.34 \times 18)$$

$$Y = 32.5y^2 + 35.1y - 638.9 = 0$$

Solution : y = 3.92cm

Calcul de I :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c)^2 = 0$$

$$I = 21.66y^3 + 55 + 15 \times 2.34(18 - 3.92)^2 = 0$$

$$I = 21.66(3.92)^3 + 55 + 15 \times 2.34(18 - 3.92)^2 = 8352.78 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.42 \times 10^{-3}}{8352.78 \times 10^{-3}} \times 0.0392 = 4.89 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

En Appuis : M = 6.87 KN.m

$$5y^2 + 25.65y - 461.7 = -8576.07 cm^4$$

$$Y=5.1\text{cm}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = 4268.41\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.87 \times 10^{-3}}{4268.41 \times 10^{-3}} \times 0.051 = 8.20 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié

IV.État limite de déformation

Selon le **BAEL91** et **CAB93**, si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}; \frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e};$$

$$\frac{20}{525} = 0.03 \leq \frac{1}{16} \implies \text{non vérifie donc on doit faire une vérification de la flèche}$$

$$Df = f_{gr} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gr} et f_{ji} flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

- **La flèche admissible :**

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{525}{500} = 1.05\text{cm}$$

f_{gr} et f_{j} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

- **Évaluations des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} ;$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} ;$$

- **Évaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.3$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.25^2}{8} = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} l^2}{8} = \frac{3.38 \times 5.25^2}{8} = 11.64 \text{ KN/m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} l^2}{8} = \frac{4.63 \times 5.25^2}{8} = 15.02 \text{ KN/m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.92 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène $I = 45579.73 \text{ cm}^4$

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

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

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

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.3 \text{ MPa}$ Déformation différée.

• **Inerties fictives (If) :**

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_p} ; I_{gv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \times \alpha_g} ;$$

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

si $\mu \leq 0 \quad \mu = 0$

• **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.64(0.18-0.00392) \times 10^5}{8352.71} = 292.48 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{11.64 \times (0.18-0.0392) \times 10^5}{8352.71} = 217.70 \text{ MPa} ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} \times + f_{t28}} = 1 - \frac{3.67}{4 \times 0.013 \times 292.4} = 0.792 > 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} \times + f_{t28}} = 0.84 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} \times + f_{t28}} = 0.788 > 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_j} = \frac{1.1 \times 45579.73}{1 + 3.25 \times 0.84} = 13441.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_g} = \frac{1.1 \times 45579.73}{1 + 3.25 \times 0.729} = 14880.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \alpha_p} = \frac{1.1 \times 45579.73}{1 + 3.25 \times 0.788} = 14079.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \times \eta_g} = 24771.59 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{8.61 \times 5.25 \times 10^{-1}}{10 \times 32164.2 \times 13441.74 \times 10^{-8}} = 0.00548 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{11.64 \times 5.25 \times 10^{-1}}{10 \times 32164.2 \times 14880.96 \times 10^{-8}} = 0.00670 \text{ m}$$

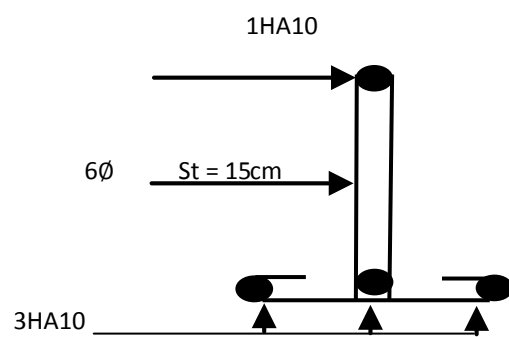
$$f_{pi} = \frac{M_{pser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{0.4139}{45.28610} = 0.00914 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{0.3208}{10 \times 10721.4 \times 24771.59 \times 10^{-8}} = 0.0120 \text{ m}$$

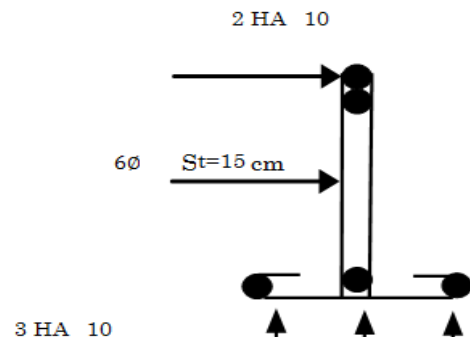
$$D_{ft} = 0.0120 - 0.00548 + 0.00914 - 0.00670 = 0.00896 < f_{adm} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

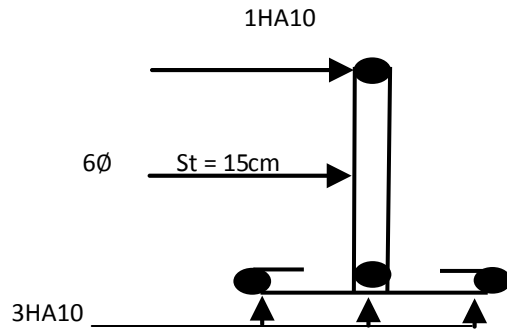
- Etage courant



En travée

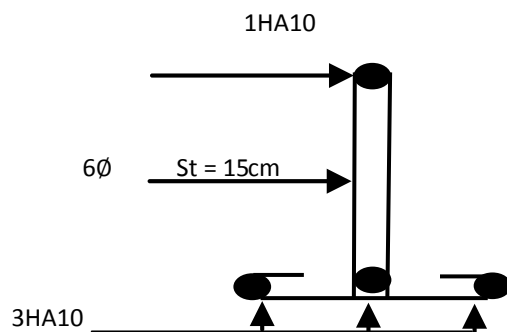


En appui intermédiaire

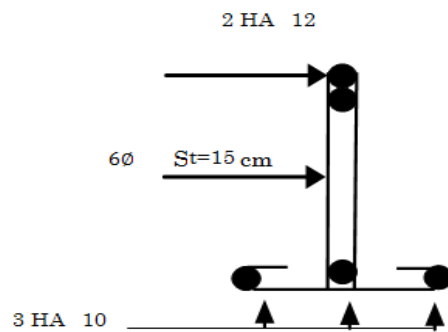


En appui de rive

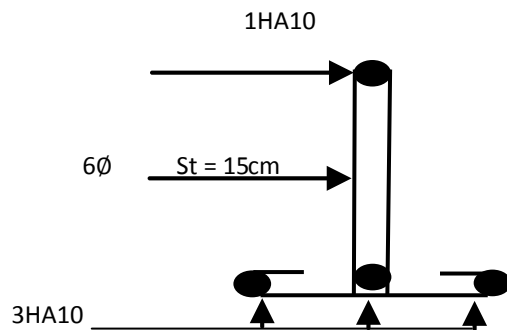
- Terrasse accessible



En travée



En appui intermédiaire



En appui de rive

Figure IV.2 : Ferrailage des poutrelles.

V.Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des treillis soudés de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A^{\perp} / 2 = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad [1] \text{ (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de **150 mm**

$7\Phi 6/\text{ml} = 1.98 \text{ cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots$ Vérifiée.

$7\Phi 6/\text{ml} = 1.98 \text{ cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$ Vérifiée.

Schéma de ferrailage

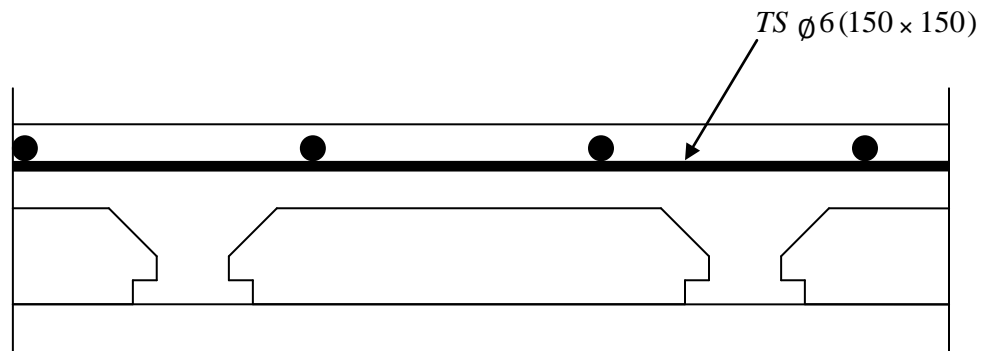


Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

VI.1. Dalles pleines :

Pour la détermination des sollicitations on utilise la méthode simplifiée « BAEL 91 ». La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

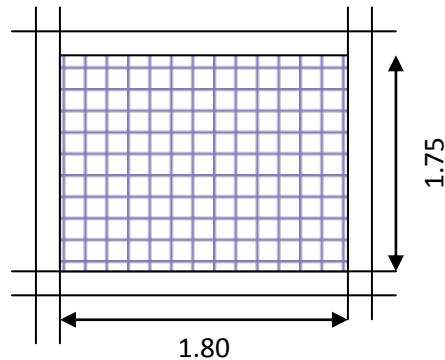
$$G=5.86 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

Panneau :

$$L_y=1.8 \text{ m}$$

$$L_x=1.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{1.80} = 0.972 > 0.4$$



Dalle portant dans deux sens. L_x et L_y

A l'ELU :

$$v = 0$$

$$\rightarrow \mu_x = 0.0396 \quad ; \quad \mu_y = 0.972$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = [1.35(5.86) + 1.5(3.5)] = 13.16 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 13.16 \text{ kN/m}$$

Sens-X :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x^2) \quad M_{0x} = 1.369 \text{ kN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} \quad M_{tx} = 1.163 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \cdot M_{0x} = \quad M_{ax} = -0.684 \text{ kN.m}$$

Sens-Y :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \qquad M_{0y} = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} \qquad M_{ty} = 0.937 \text{ m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{0y} = \qquad M_{ay} = -0.55 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$\nu = 0.2$$

$$\rightarrow \mu_x = 0,0470 \qquad ; \qquad \mu_y = 0,948$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (5.86) + (3.5) = 9.36 \text{ KN / m}$$

$$q_s = 9.36 \text{ KN/m}$$

Sens-X :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot (lx^2) = \qquad M_{0x} = 1.639 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = \qquad M_{tx} = 1.393 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{0x} = \qquad M_{ax} = -0,418 \text{ KN.m}$$

Sens-Y :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = \qquad M_{0y} = 1.593 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = \qquad M_{ty} = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 \cdot M_{0y} = \qquad M_{ay} = -0.347 \text{ KN.m}$$

VI.2.Ferraillage

VI.2.1.Détermination des armatures :

En travée :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.163 \times 10^4}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,0568 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha_{tx} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0,073$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0,4\alpha_{tx} = 0,982$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{barre (FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1.163 * 10^4}{348 \times 0,982 \times 12} = 2,57 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,347 \times 10^4}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,0169 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha_{ax} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ax}}) = 0,02$$

$$\beta_{ax} = 1 - 0,4\alpha_{ax} = 0,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{barre (FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{0,347 * 10^4}{348 \times 0,992 \times 14} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Sens yy:

$$\mu_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.15 * 10^4}{14,2 \times 100 \times 12^2} = 0,0413 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha_{ty} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ty}}) = 0,0528$$

$$\beta_{ty} = 1 - 0,4\alpha_{ty} = 0,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{barre (FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1.15 \times 10^4}{348 \times 0,98 \times 12} = 2.8 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,347 \times 10^4}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,02 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha_{ay} = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}\right) = 0,028$$

$$\beta_{ay} = 1 - 0,4\alpha_{ax} = 0,99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{barre (FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{0,347 \times 10^4}{348 \times 0,99 \times 12} = 0,83 \text{ cm}^2$$

VI.2.2. Vérification à ELS :

D'après le livre «exercices de béton armé» de P. Charon page 239, lorsque les armatures des dalles sont en acier **FeE400**, et que : $\mu_{\max} < 0.24$, il n'y a pas généralement lieu de vérification Pour l'ELS, lorsque la peu nuisible.

Dans notre cas : $\mu_{\max} = 0,0354 < 0.24$ CV.

VI.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_U = \frac{P_u \times L_x L_y}{2L_y + L_x}$$

$$V_u = \frac{13.16 \times 1.80 \times 1.75}{2 \times 1.8 + 1.75} = 5.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.2.2}).$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}.$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.107 < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

Condition de non fragilité :

$$\text{Sens xx : } A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens yy : } A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Adaptation de ferrailage :

En travée :

$$A_{tx}(\text{max}) = 2.57 \text{ cm}^2 \quad , \text{ on prend: } A = 3.14 \text{ cm}^2 \dots 4\phi 10$$

$$A_{ty}(\text{max}) = 2.8 \text{ cm}^2 \quad , \text{ on prend: } A = 2.35 \text{ cm}^2 \dots 3\phi 10$$

Sur appui :

$$A_{ax}(\text{max}) = 0.71 \text{ cm}^2 \quad , \text{ on prend: } A = 2,35 \text{ cm}^2 \dots 3\phi 10$$

$$A_{ay}(\text{max}) = 0.83 \text{ cm}^2 \quad , \text{ on prend: } A = 2,35 \text{ cm}^2 \dots 3\phi 10$$

VI.4.Vérification de l'écartement :

D'après l'article A8.2.4.2 des règles BAEL 91 :

la direction la plus sollicitée : $e \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$.

Soit : $e=25cm$.

La direction perpendiculaire : $e \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$.

Soit : $e=25cm$.

On a l'écartement en travée et sur appui dans les deux sens est vérifiée.

VI.5.Vérification des armatures de répartitions :

En travée :

$$A_y = 2.35 \succ \frac{A_x}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_y = 2.35 \succ \frac{A_x}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

VI.6.Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \succ \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{175} = 0.08 \succ \frac{1.163}{20(1.369)} = 0.042 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{100 \times 12} = 0.002 \prec \frac{0.2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots (C.V)$$

Alors :

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Tableau IV.15 : Ferrailages dalle sur 2 appuis

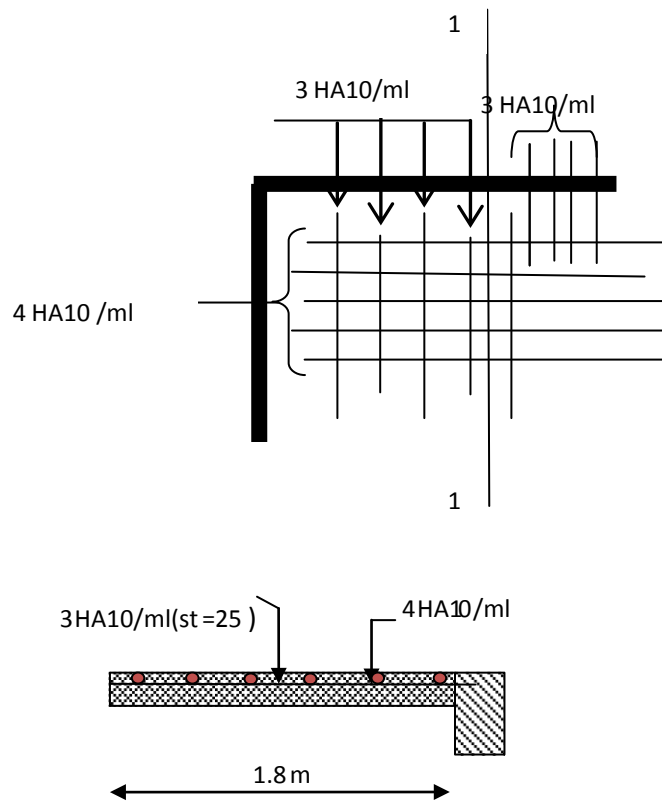
Sens x x:

Panneaux	P1
Lx (m)	1.75
Ly (m)	1.8
Mx (KN.m)	1.369
Mtx (KN.m)	3.63
μ_{tx}	0.0568
β_{tx}	0.982
Atx (KN.m)	2.57
Max (KN.m)	0.347
μ_{ax}	0.0169
β_{ax}	0.98
Aax (cm²)	0.71

Sens yy:

Panneaux	P1
Lx (m)	1.75
Ly (m)	1.8
My (KN.m)	1.10
Mty (KN.m)	0.937
μ_{tx}	0.0413
β_{tx}	0.98
Aty (KN.m)	2.8
May (KN.m)	0.55
μ_{ax}	0.02
β_{ax}	0.99
Aay (cm²)	0.83

Schéma de ferrailage :



Coupe1-1

Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

I.1.L'étude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte deux terrasses (accessible et inaccessible) délimitées par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.

Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.5KN/ml due à la main courante.

Une force horizontale F_p

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.02 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) \\ = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ } 0.02 \text{ m} = 0.55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 2.275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

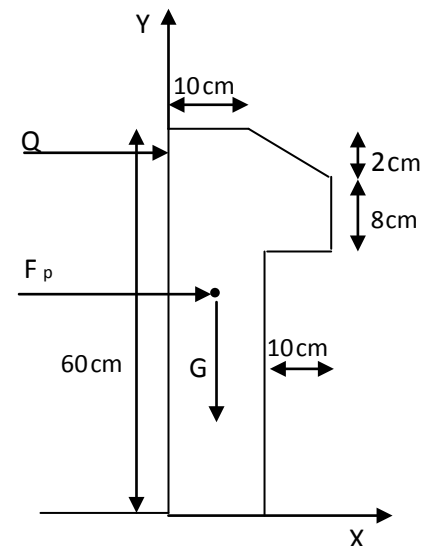


Figure VI.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

I.1.1.Évaluation des charges :

a. Charges permanentes :

$$\text{Poids propre: } G_1 = 25 \times 0.069 \times 1 = 1.725 \text{ KN}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ } 0.02 \text{ m} = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = 2.125 \text{ KN/ml}$$

a. Charge d'exploitation :

$Q=1.00\text{KN}$

I.1.2.Calcul des efforts

a. La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ [4](Article 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III, $A= 0.25$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.275 = 1.82 \text{ KN}$

b. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section : $G (X_g , Y_g) :$

$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 0.0628 \text{ m}$

$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 0.332 \text{ m}$

La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, Les sollicitations sont :

$N_G = 2.125 \text{ KN}$

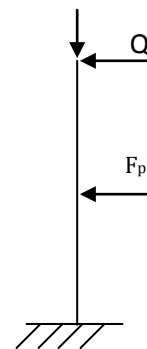
$N_Q = 0$

$N_{F_p} = 0$

$M_G = 0$

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

$M_{F_p} = F_p \times Y_G = 1.82 \times 0.332 = 0.604 \text{ KN.m}$



c. combinaison d'actions :

Tableau V.1: combinaison de calcul

	RPA 99	ELU	ELS
--	--------	-----	-----

Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.125	2.87	2.125
M(KN.m)	1.204	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$N_u = 2.87 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

Calcul de l'excentricité

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.87} = 0.314 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est **partiellement comprimée (S.P.C)**, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

D'après le **BAEL99 (Article A.4.4)** le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

On remplace l'excentricité réelle ($e_0 = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2\text{cm} \cdot L/250)$$

[1] (Article A.4.3.5)

L : portée de l'élément = 60 cm

h: Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_a = \max (2\text{cm} \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L f^2 \times (2 + \phi \times \infty)}{h \times 104}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{0}{0+0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 2 L_0 = 2 \times 0.6 = 1.2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{104 \times 0.1} = 0.0086 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.314 + 0.02 + 0.0086 = 0.343 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

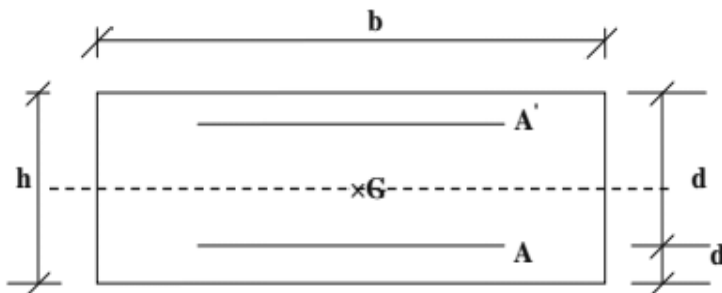


Figure V.2 : section de calcul d'acrotère

$$N_u = 2.87 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 0.984 \text{ KN.m}$$

I.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

d' : enrobage : 3 cm

d = h - d' : hauteur utile = 7 cm

On calcule les armatures à l'ELU. Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

Selon le **BAEL91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.984 + 2.87 (0.07 - 0.1/2) = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.04 \times 0.001}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0149$$

$$\mu_{bu} < \mu_r = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.019$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times F_{st}} = \frac{1.04 \times 0.001}{0.069 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

La section à la flexion composée est :

$$A_s = A - \frac{N_u}{F_{st}} = 0.43 \times 10^{-4} - \frac{2.87 \times 0.001}{348} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

I.2. Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte } A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

I.2.1. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

I.2.2. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = F_p + Q = 1.82 + 1 = 2.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.82 \times 10^{-3} / (1 \times 0.07) = 0.04 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \min (0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) \quad \Longrightarrow \quad \tau_u < \min (2.5 ; 3) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.04 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ pas de risque de cisaillement}$$

I.2.3. Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = V_u / (0.9 \times d \Sigma u_i) \leq \overline{\tau_{ser}}$$

Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \cdot n \cdot \emptyset = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = (2.82 \times 10^{-3}) / (0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}) = 0.45 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPA}$$

$\Psi = 1.5$ pour acier HA. Selon

$$\tau_u < \overline{\tau_{ser}} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

I.3. Vérifications à l'ELS

$$N_s = 2.125 \text{ KN} ; M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.125} = 0.282 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \implies \text{section partiellement comprimée.}$$

Position de l'axe neutre

$$Y = Y_c + C$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = 0.1/2 - 0.282 = - 0.232$$

$$\text{Calcul de } Y_c : Y_c^3 + P \times Y_c + q = 0$$

$$P = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.232)^2 + \frac{(0.07+0.232) \times (6 \times 15 \times 2.01 \times 0.0001)}{1} = - 0.156 \text{ m}^2$$

$$q = - 2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.232)^3 - (0.07+0.232)^2 \times \frac{90 \times 2.01 \times 0.0001}{1} = 0.023 \text{ m}^3$$

$$Y_c^3 - 0.156 \times Y_c + 0.023 = 0$$

Par tâtonnement : $Y_c = 0.4 \text{ m}$

$$Y = Y_c + C = 0.4 - 0.232 = 0.168 \text{ m}$$

I.3.1. Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times F_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,125.10^3 \times 40.10}{159791,76.10^4}\right) \times 16,8.10 = 0,089MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 16,8^3 + 9[2,01(7 - 16,8)^2] = 159791,76cm^4$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 201,63MPa \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = 9 \left(\frac{2.125.10^3.40.10}{159791,76.10^4}\right) (100 - 16,8) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma'_s = 9 \left(\frac{2,125.10^3.40.10}{159791,76.10^4}\right) (16,8 - 3) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 3,98MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 0,66MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Shéma de ferrailage :

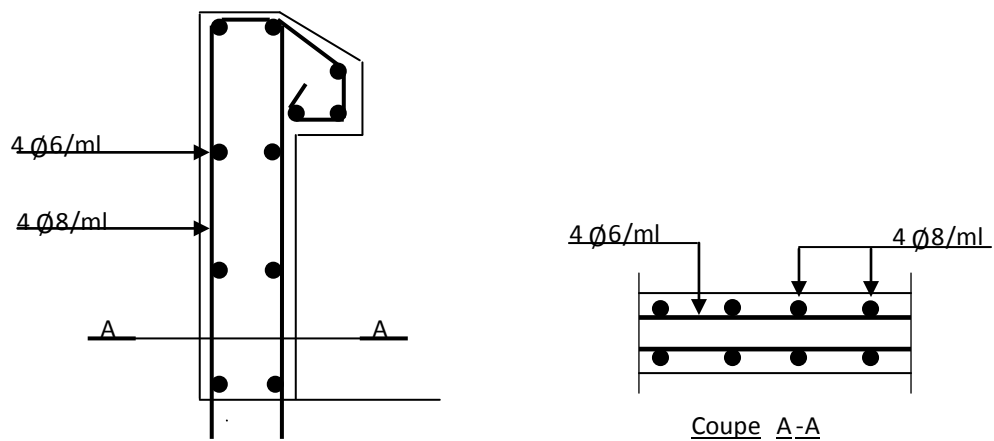


Figure V.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

II. Les escaliers :

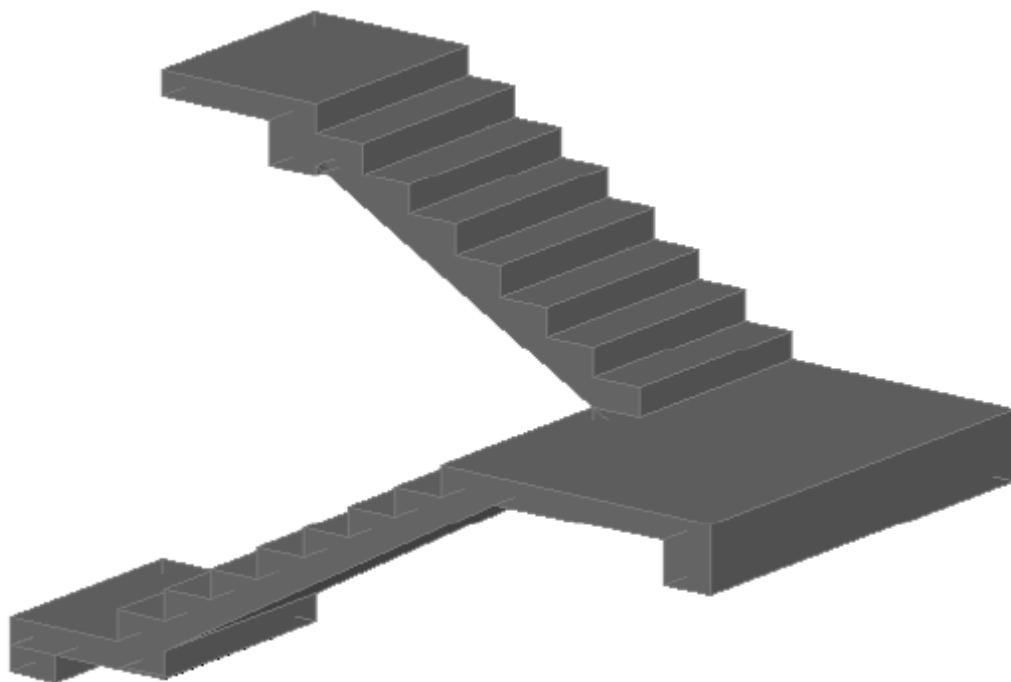


Figure V. 3: 3D de l'escalier à 2 volées.

II.1. Combinaisons des charges :

ELU :

$$\text{Palier : } qu = 1.35 * 5.11 + 1.5 * 2.5 = 10.65 \text{ KN/ml}$$

Volée : $qu = 1.35 \cdot 7.94 + 1.5 \cdot 2.5 = 14.45 \text{ KN/ml}$

ELS :

Palier : $qs = 5.11 + 2.5 = 7.61 \text{ KN/ml}$

Volée : $qs = 7.94 + 2.5 = 10.44 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments a l'ELU :

Calcul des réactions:

$$\sum F/y = R_A + R_B - (0.42 + 1.08) \cdot 10.65 - 14.45 \times 2.4 \iff R_A + R_B = 50.655 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 10.65 \times \frac{0.42^2}{2} + 14.45 \times 2.40 \times 1.62 + 10.65 \times 1.08 \times 3.36 - R_B \times 3.9$$

$$\begin{cases} R_B = 24.556 \text{ KN} \\ R_A = 26.10 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0.42 < x < 2.82$

$$M(x) = 26.1 (0.42+x) - 10.65 \cdot 0.42 \left(\frac{0.42^2}{2} + x \right) - 14.45 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -14.45 \frac{x^2}{2} + 21.63 x + 10.02$$

$$\begin{cases} M(0) = 10.02 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 20.316 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -14.45x + 21.63$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.63 \text{ KN} \\ T(2.4) = -13.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\iff X = 1.5 \iff M(1.5) = 26.21 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85M_0 = 22.28 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_0 = 10.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments a l'ELS :

Calcul des réactions:

$$\sum F/y = R_A + R_B - (0.42 + 1.08) \cdot 7.61 - 10.44 \times 2.4 \iff R_A + R_B = 36.471 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 7.61 \times \frac{0.42^2}{2} + 10.44 \times 2.40 \times 1.62 + 7.61 \times 1.08 \times 3.36 - R_B \times 3.9$$

$$\begin{cases} R_B = 17.66 \text{ KN} \\ R_A = 18.81 \text{ KN} \end{cases}$$

• $0.42 < x < 2.82$

$$M(x) = 18.81 (0.42+x) - 7.61 \cdot 0.42 \left(\frac{0.42^2}{2} + x\right) - 10.44 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -10.44 \frac{x^2}{2} + 15.61 x + 7.23$$

$$\begin{cases} M(0) = 7.23.m \\ M(2.4) = 14.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = - 10.44x + 15.61$$

$$\begin{cases} T(0) = 15.61 \text{ KN} \\ T(2.4) = -9.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow X = 1.5 \Rightarrow M(1.5) = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85M_0 = 16.07 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_0 = 7.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

II.2. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x12) cm²

Tableau V.2 : Résultat de Sollicitation à l’E.L.U et l’E.L.S

	Mappui (KN.m)	Mt (KN.m)	T (KN)
ELU	10.48	22.28	26.10
ELS	7.56	16.07	18.81

II.2.2. Caractéristique de la section :



Figure V.4 : Section à ferrailier.

ELU :

$e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.48 \times 0.001}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.051$$

$\mu_u < \mu_r = 0.392 \implies A' = 0$ la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.117 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.48 \times 0.001}{0.117 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

II.2.3. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

A > A_{min}vérifiée

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91. Art.A.5.5.2)

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.10 \times 0.001}{1 \times 0.12} = 0.22 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \geq 0.22 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pas risque de rupture par cisaillement.

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.22 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T8 = 1.51 cm²

En appuis : $A_{app} \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_{app}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{app} \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T8 = 1.51 cm²

II.2.4. Espacement des barres

Armatures principales : $St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $St \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Résumé des résultats de ferrailage

	M(KN.m)	μ_u	α	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	St (cm)
En travée	22.28	0.109	0.125	0.114	5.62	5T12=5.65	1.449	20
En appuis	10.48	0.051	0.065	0.117	2.57	5T10=3.93	1.449	20

II.3. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

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

Calcul l'axe neutre

$$50 y^2 - 15 \times 5.65 \times (12 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 84.75 y - 1017 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 458.89 \quad y = 3.74 \text{ cm}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3.74^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (12 - 3.74)^2 = 7526.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.07 \times 1000}{7.526 \times 10^{-5}} \times 0.0374 = 7.99 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7.99 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : vérification de l'état limite de compression du béton

Le sens	M(KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	Remarque
Travée	16.07	0.0374	7.526×10^{-5}	7.99	15	Condition vérifiée
Appui	7.56	0.0313	5.66×10^{-5}	4.18	15	Condition vérifiée

II.4. Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**BAEL 91 révisée 99**) :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.038 < 0.0625 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{0ser}} \implies 0.038 < 0.085 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4.2}{F_e} \implies 0.00471 < 0.0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$ht = 15\text{cm}; b = 100\text{cm}; d = 12\text{cm} ; L = 3.9; M_{tser} = 16.07\text{KN.m}; A_s = 5.65\text{cm}^2; F_e = 400\text{MPA}$$

Une seul condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche total : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \end{cases} \quad L = 3.9\text{m} < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{b}{12} h^3 + n[A_s(h/2 - d)^1 + A'_s(h/2 - d')^2]$$

$$\begin{cases} Ifi = \frac{1.110}{1 + \mu \times \lambda i} \\ Ifv = \frac{1.110}{1 + \mu \times \lambda v} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda i = \frac{0.05 \times ft28}{\delta(2 + \frac{3b0}{b})} \\ \lambda v = 0.4 \lambda i \end{cases} \begin{cases} \delta = \frac{As}{b.d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4\delta\sigma_s + ft28} \end{cases} ; \sigma_s = \frac{Mser}{As \times d}$$

E_i = 32164.2 MPA ; E_v = 10721.4 MPA

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.5 : vérification de la flèche de l'escalier

Mser (KN.m)	As (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	If _i (cm ⁴)	If _v (cm ⁴)
7.56	5.65	4.71	124.46	4.46	1.784	0.173	29841.19	18528.83	21838.58
		10 ⁻³							

Donc :

$$\left. \begin{matrix} fi = 0.193 \\ fv = 0.861 \end{matrix} \right\} \Delta ft = fv - fi = 0.668 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0.668 \text{ cm} < \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

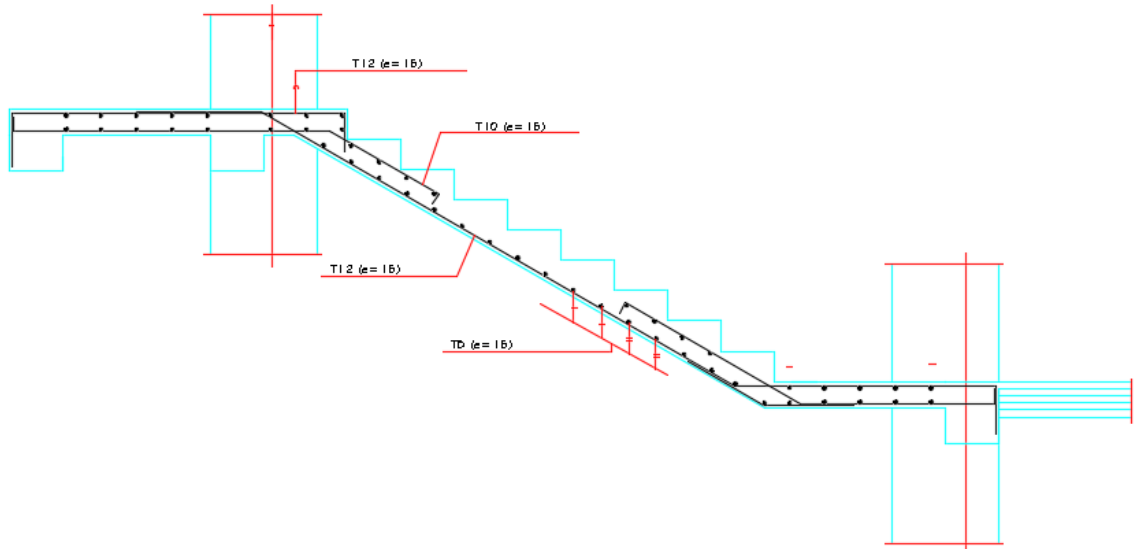


Figure V.5: Schéma ferrailage des escaliers

III.L'étude de la poutre palière :

III.1.Pré dimensionnement :

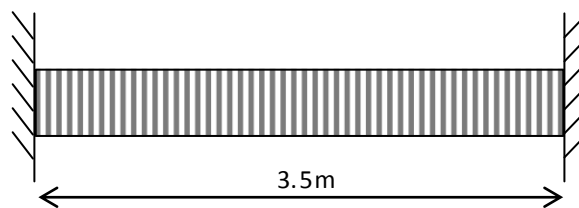


Figure V.6 : Schéma statique de la poutre palière

la hauteur h de la poutre palière doit être : (**L = 3.50 m**)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35 \\ 0,3h \leq b \leq 0,4h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 14 \quad (\text{RPA VII.7.5}) \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm**

b= 30 cm

Vérification d’après **RPA99 version 2003** :

$b = 30cm > 20cm$ vérifiée

$h = 35 > 30cm$ vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$ vérifiée

III.2.1 Calcul de la poutre brisée à la flexion simple :

- **Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$g_0 = (0.30 \times 0.35) \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$

La charge transmise par l’escalier : c’est la réaction d’appui au point A

ELU : $R_a = 24.56 \text{ KN}$

ELS : $R_a = 17.66 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 g_0 + R_a$

$P_u = 28.11 \text{ KN/ml}$

- **Les sollicitations :**

✦ le moment isostatique : $M_0 = (P_u \times L^2)/8 = 43.04 \text{ KN.m}$

✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 36.59 \text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 12.91 \text{ KN.m}$

III.2.2. Calcul de la section d’armature a la flexion simple

$b = 30cm$ $h = 35cm$ $d = 32cm$ $f_{c28} = 25MPa$ $f_{bu} = 14.2MPa$ $f_{st} = 400MPa$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau V.6: ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple

Position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	0.084	0.11	0.31	3.39	1.16
Appui	0.03	0.038	0.32	1.16	1.16

On adopte pour **3HA14=4.62 cm²** en travée et en appui **3HA12=3.39cm²**

III.3.1. Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5MPa) = 3,33 MPa$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{28,11 \times 3,5}{2} = 49,2 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,51 MPa$$

$$\tau_u = 0,51MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$$

$$\text{et: } S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 28,8cm$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \frac{30 \times 28,8}{400} = 0,864cm^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.864 cm^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²**

III.3.2. Vérifications à l'ELS

$$P_s = g_0 + Ra = 20.29 KN/ml$$

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = P_s \cdot L^2 / 8 = 31,07 KN.m$
- ✦ le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 26,41 KN.m$
- ✦ le moment sur appui : $M_a = 0,3M_0 = 9,32 KN.m$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	26.41	9.98	34117.41	7.73	15	17.05	348
Appuis	9.32	8.86	28097.5	2.94	15	7.68	348

III.3.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 32} = 0,0048 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Schéma de ferrailage

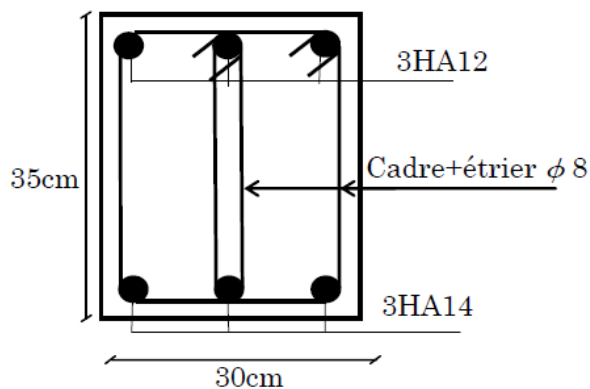


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV. Etude de la dalle de machine

VI.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de

l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV.2.1. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

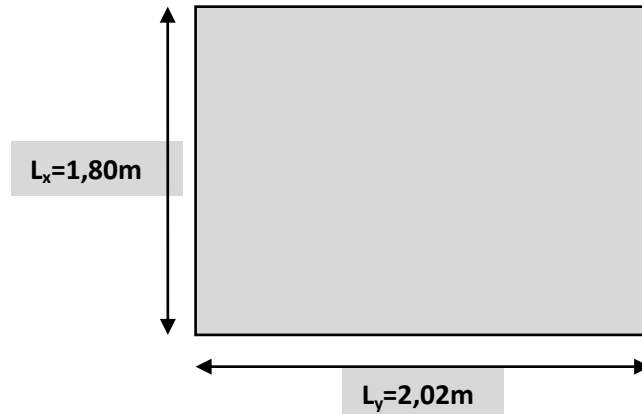


Figure V.8 : Dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$3,6\text{cm} \leq e \leq 4,5\text{cm}$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$

IV.2.2. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $55,00 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- $G=61,25 \text{ kN/m}^2$**

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

IV.2.3. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 61,25+1,5 \times 1 = 84,19/\text{m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=56,25+1=62,25\text{kN/m}^2$$

Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ " :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,02} = 0,8911 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0466 \Rightarrow M_x = 0,0466 \times 84,19 \times 1,90^2 = 14,16 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7635 \Rightarrow M_y = 0,7635 \times 14,16 = 10,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 14,16 = 12,04 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 10,81 = 9,19 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 0,3 \times 14,16 = 4,25 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0,3 \times 10,81 = 3,24 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 4,25 \text{ kNm}$$

IV.3 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

• **Ferrailage en travée**

a. Dans le sens “L_x” :

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9 h=22.5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,2 MPa ; σ_s=348MPa

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9 h=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2f_{bu}} = \frac{12,04}{1,0,225^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3} = 0,0167 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}}{0,8} = 0,021$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 22,5 (1 - 0,4 \times 0,021) \Rightarrow Z = 22,31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{12,04 \cdot 10^2}{22,31 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{(0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1)}{400} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A^{cal} = \text{Max}(A_s ; A_{min}) = \text{Max}(1,55 ; 2,72) = 2,72 \text{ cm}^2$$

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

<i>M_{tx}</i> (kNm)	<i>μ</i>	<i>A'_s</i> (cm ²)	<i>α</i>	<i>Z</i> (cm)	<i>A^{cal}_s</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A^{adp}_s</i> (cm ²)
12,04	0,0167	0	0,021	22,31	2,72	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

a. Dans le sens “ L_y ” :

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\phi_x=21,7cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau V.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M_{ly} (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
9,19	0,014	0	0,018	21,54	2,62	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

• **Ferrailage sur appuis**

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau V.10 : Tableau r\u00e9capitulatif des r\u00e9sultats de ferrailage sur appuis

M_a (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
4,25	0,006	0	0,008	22,43	2,72	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm(sensx - x) &v\u00e9rifi\u00e9e \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h; 45cm) = 45cm(sensy - y) &v\u00e9rifi\u00e9e \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas n\u00e9cessaires si la condition ci-dessous est v\u00e9rifi\u00e9e :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{84,19 \cdot 1,80 \cdot 2,02}{2 \cdot 1,80 + 2,02} = 54,47 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{84,19 \cdot 1,80}{3} = 50,51 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{54,47 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV.4. Vérification à L'E.L.S :

a. Vérification des contraintes :

- Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0466 \Rightarrow M_x = 9,4 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7635 \Rightarrow M_y = 7,18 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,99 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,10 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (0,3M_x; 0,3 M_y) = \text{Max} (2,82 , 2,15) = 3,17 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de “ y » :

On a: $b=100 \text{ cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9 h=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec } n = 15$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0$$

$$y = 4,16 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,16^3}{3} + 15 \times 3,14 (22,5 - 4,16)^2 = 18242,06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,99}{18242,06} \times 4,16 \times 1000 = 1,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,6x \frac{7,99}{18242,06} (22,5 - 4,16) \cdot 1000 = 12,85 \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

	M (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} = 15 MPa	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s = 240
Travée x-x	7.99	3.14	4.16	18242.06	1.82	cv	12.85	cv
Travée y-y	6.10	3.14	4.16	18242.06	1.39		9.51	
Appuis	2.82	3.14	4.16	18242.06	0.64		4.54	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$h = 25\text{cm} ; b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,11\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \end{cases}$$

➤ **Sens L_x :**

Sur appuis : $A_x=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,11\text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,11\text{cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_y :**

Sur appuis : $A_y=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2$ vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

D'après

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,139 > 0,0765 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,139 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1,256 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

IV.5. Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

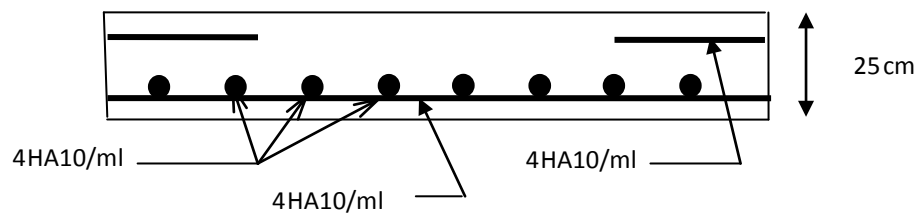
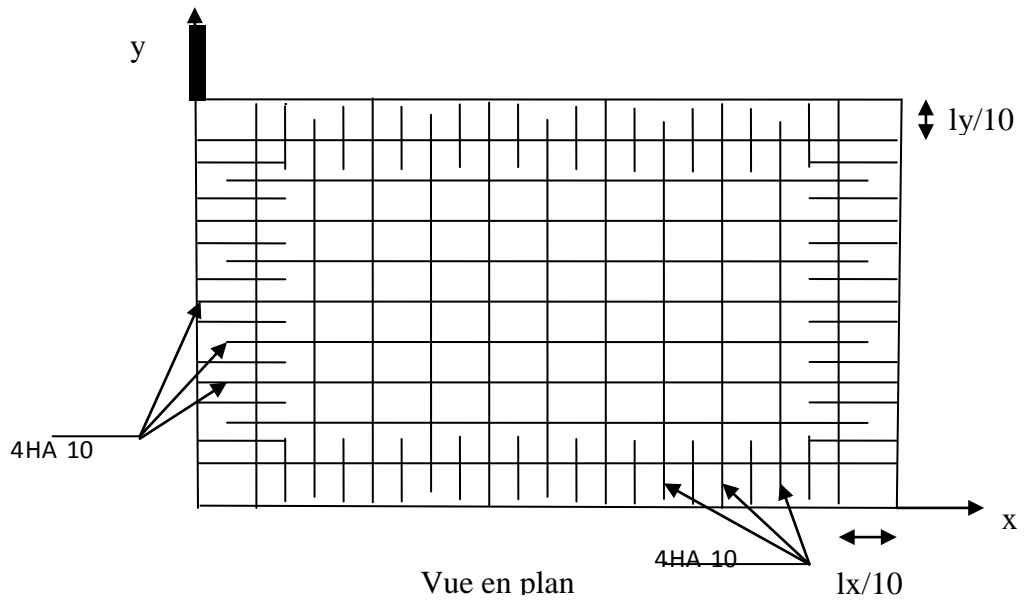


Figure V.9: schéma de ferrailage de la dalle de machine

I.Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

I.1.But d'études :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

I.2.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

la méthode statique équivalente.

la méthode d'analyse modale spectrale.

la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

I.2.1.Méthode statique équivalente :

a).Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont

considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure

Une ductilité suffisante

Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

b).Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**chapitre III, paragraphe 3.5**) avec une hauteur au plus égale à 65m en **zones I** et **IIa** et à 30m en **zones IIb** et **III**.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre conditions de hauteur énoncées en a.

I.2.2.Les Méthodes Dynamiques :

a).La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b).Principe :

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.

c).Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : Période propre.

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoïsées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Sa/g

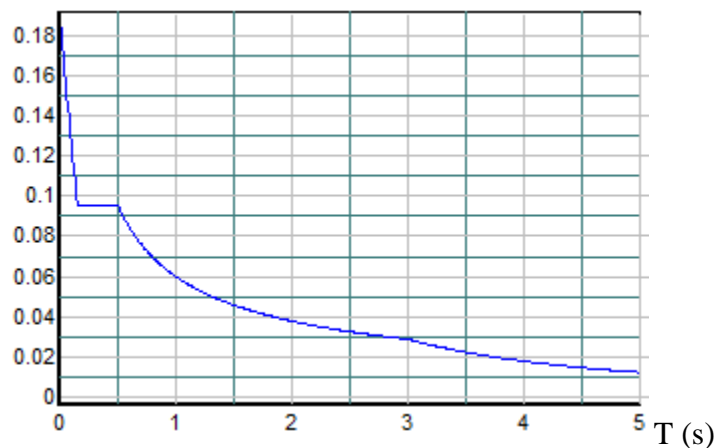


Figure VI.1 : Spectre de réponse

d).Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un **sol meuble (catégorie S3)**.

I.2.2.1.Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- Coefficient d'accélération **A** :

Zone III, groupe 2.(D'après la classification sismique de wilaya **Tipaza :RPA / version 2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.25**(tableau 4.1 de **RPA / version 2003**)

- Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**

Site meuble «S3» → T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.5 s

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \frac{\sqrt{7/2 + \xi}}{2} = 0.882$$

ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constitue, du type de structure de l'importance des remplissage.

ξ = 7 % pour un contreventement mixte (**η = 0.882**) **tab 4.2.**

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par **les formules 4.6** et **4.7** de **RPA 99 / version 2003**.

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\ T &= 0.09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7) \end{aligned} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4}; 0.09 \times h_N / \sqrt{L})$$

h_N : hauteur mesuré en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier (N) dans notre structure : **h_N = 38.11 m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : **C_T = 0.05**

L : étant de dimension du tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée d'où :

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_x} \text{ avec : } L_x = 28 \text{ m} \implies T_x = 0.65 \text{ sec}$$

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_y} \text{ avec : } L_y = 21.65 \text{ m} \implies T_y = 0.74 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 \leq T_x = 0.65 \leq 3.0s$$

$$T_2 = 0.5 \leq T_y = 0.74 \leq 3.0s$$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (38.11)^{3/4} = 0.77 \text{ sec}$$

En prend : T = 0.65 sec

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882(0.5/0.65)^{2/3} = \mathbf{1.85}$$

➤ Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

ACC : $G + Q \pm 1.2E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0.8G \pm E$

➤ Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel que défini dans **l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003** dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

➤ Facteur de qualité Q :

Q: Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités Pq.

Critère « q »	observé	Pq / xx	observé	Pq / yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4. Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

II.1.La modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte 13 niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du **RPA99 Version 2003**.

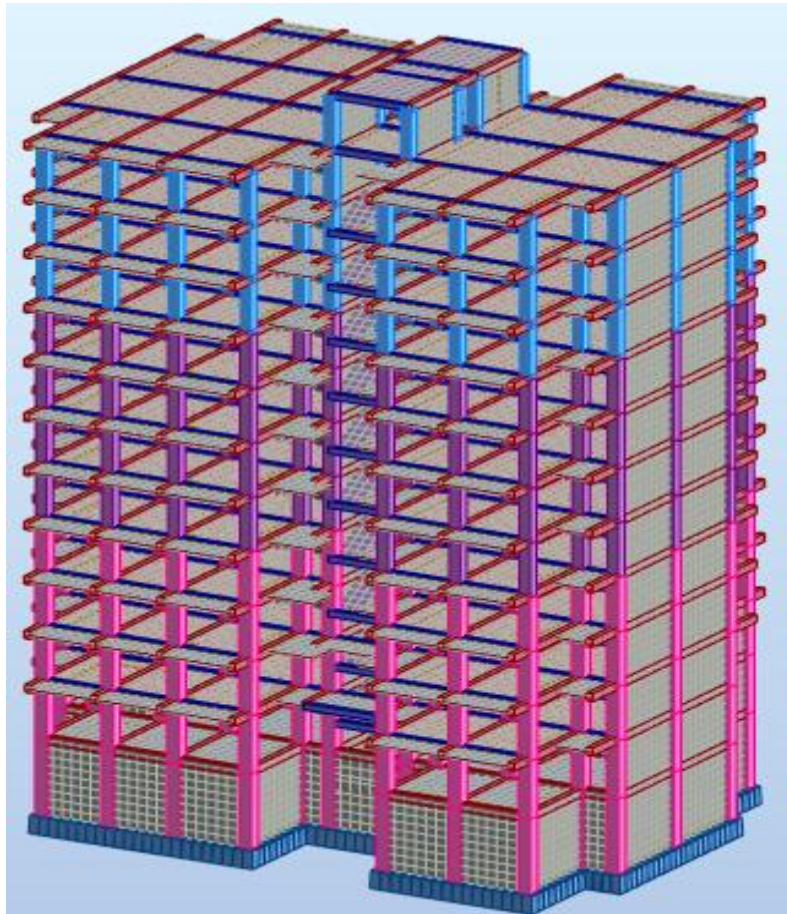


Figure VI.2 : Vue 3D de la structure

II.2.Les dispositions des voiles :

Après les différentes variantes, cette variante permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

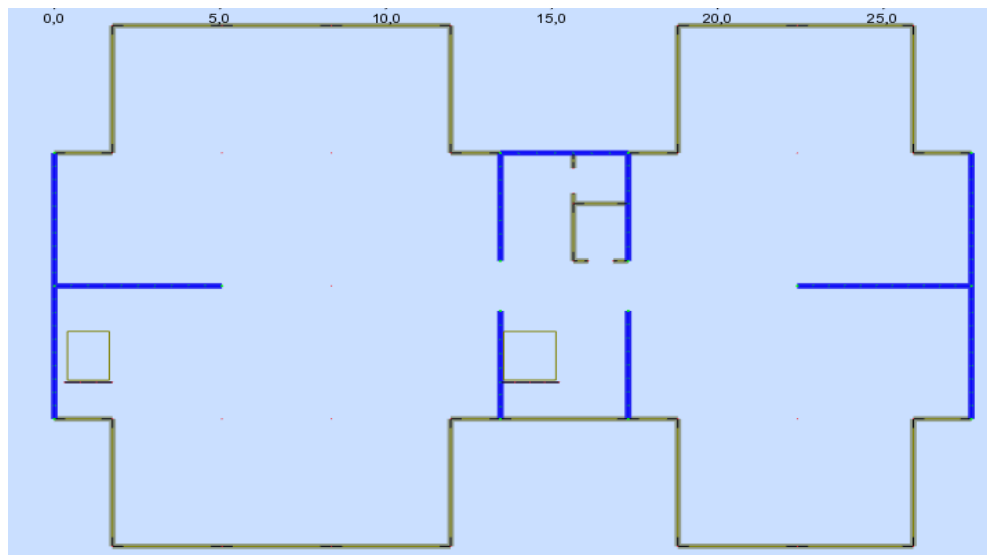


Figure VI.3 : Disposition des voiles de l'étage courant

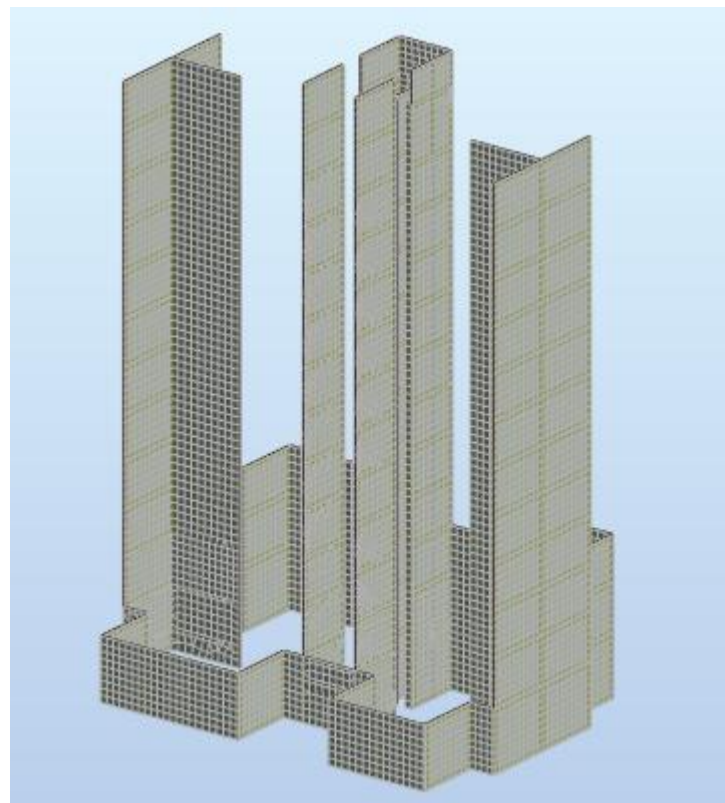


Figure VI.2: Vue en 3D des voiles

Tableau VII.1 : périodes et facteurs de participation modale (résultats Robot 2016)

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	2.36	0.42	61.76	0.02	0.00	61.76	0.02	0.00

2	3.35	0.30	61.85	61.85	0.00	0.08	61.83	0.00
3	3.90	0.26	62.59	63.65	0.00	0.74	1.80	0.00
4	9.31	0.11	79.59	63.67	0.00	17.00	0.02	0.00
5	12.82	0.08	79.62	82.92	0.00	0.03	19.25	0.00
6	15.18	0.07	79.62	83.30	0.00	0.01	0.38	0.00
7	19.13	0.05	86.61	83.31	0.00	6.98	0.01	0.00
8	26.16	0.04	86.63	90.36	0.00	0.03	7.05	0.00
9	27.27	0.04	89.39	90.66	0.00	2.76	0.30	0.00
10	30.73	0.03	89.42	90.78	0.00	0.03	0.12	0.00
11	32.79	0.03	91.69	90.82	0.00	2.28	0.04	0.00
12	36.78	0.03	91.72	91.52	0.00	0.02	0.70	0.00

II.3.Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d’exploitations d’après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d’exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA 99)

$\beta = 0.2$ pour usage d’habitation et bureau

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure. Les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016.

$\Rightarrow W = 2881163.46\text{Kg} = 28811.63 \text{ KN}$

Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V_{X_{\text{statique}}} = V_{Y_{\text{statique}}} = \frac{0.25 \times 1.85 \times 1.2}{5} \times 28811.63 = 3198.09 \text{ KN}$$

II.4. Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

La masse modale longitudinale est : 28817.9043 KN

La masse modale longitudinale est : 28817.9043 KN

La masse modale longitudinale est : 28811.6346 KN

Sens longitudinale :

$90\%(28811.6346) = 25930.4711 \text{ KN} < \text{la masse modale} \implies \text{condition vérifiée}$

Sens transversal :

$90\%(28811.6346) = 25930.4711 \text{ KN} < \text{la masse modale} \implies \text{condition vérifiée}$

II.5. Comportement de la structure :

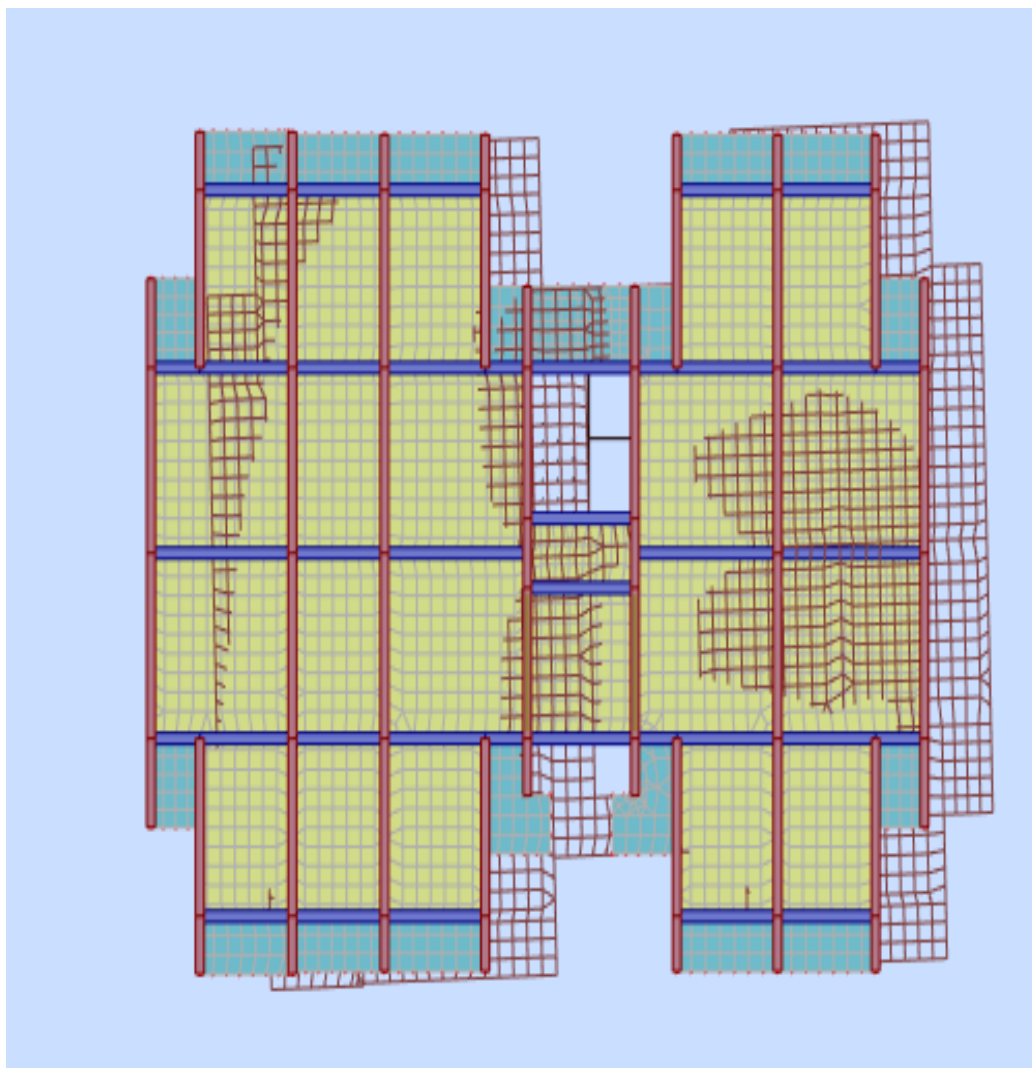


Figure VI.5 : Mode 1, translation suivant l'axe x-x

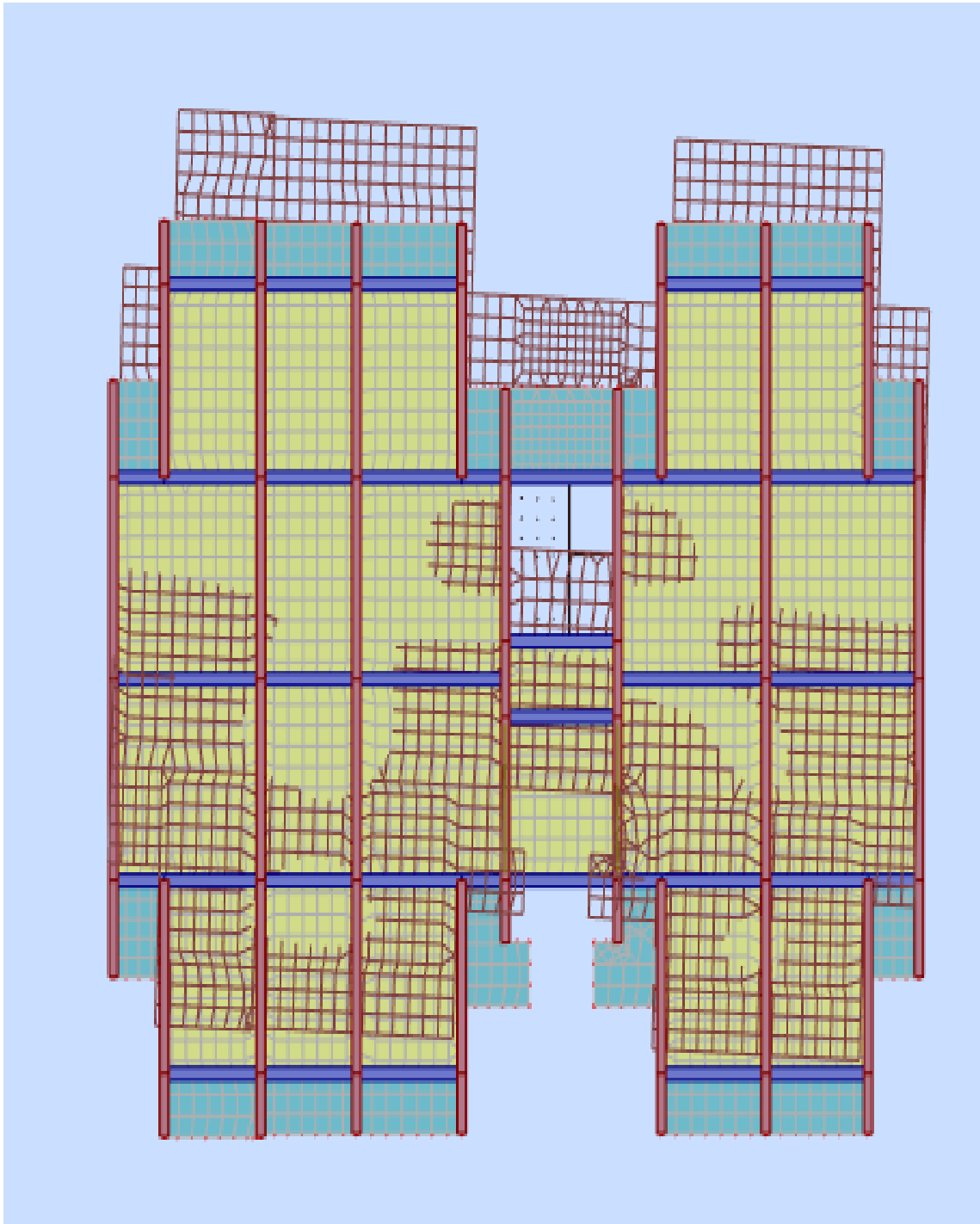


Figure VI.6 :Mode 2, translation suivant l'axe y-y

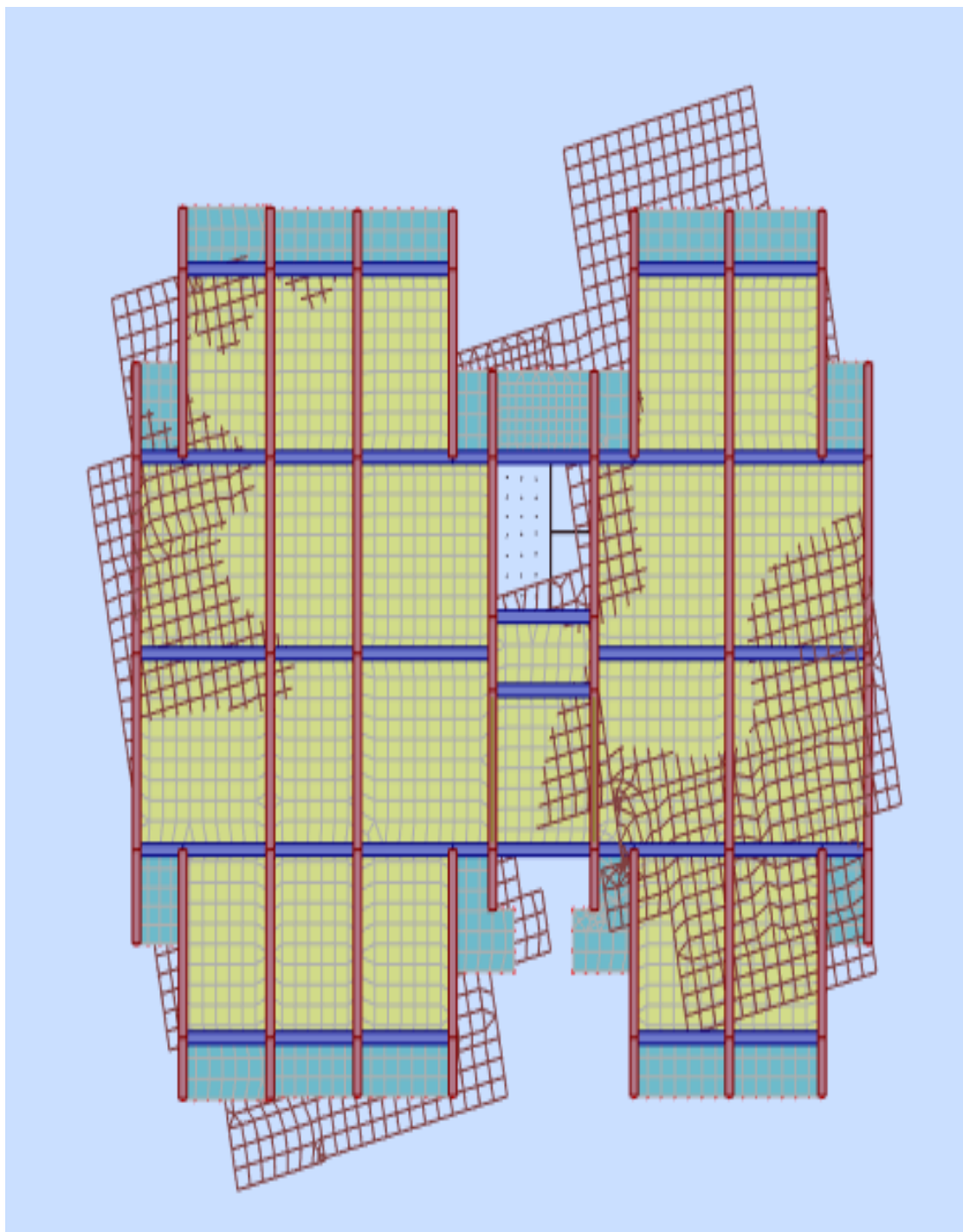


Figure VI.7 : Mode 3, rotation suivant l'axe z-z

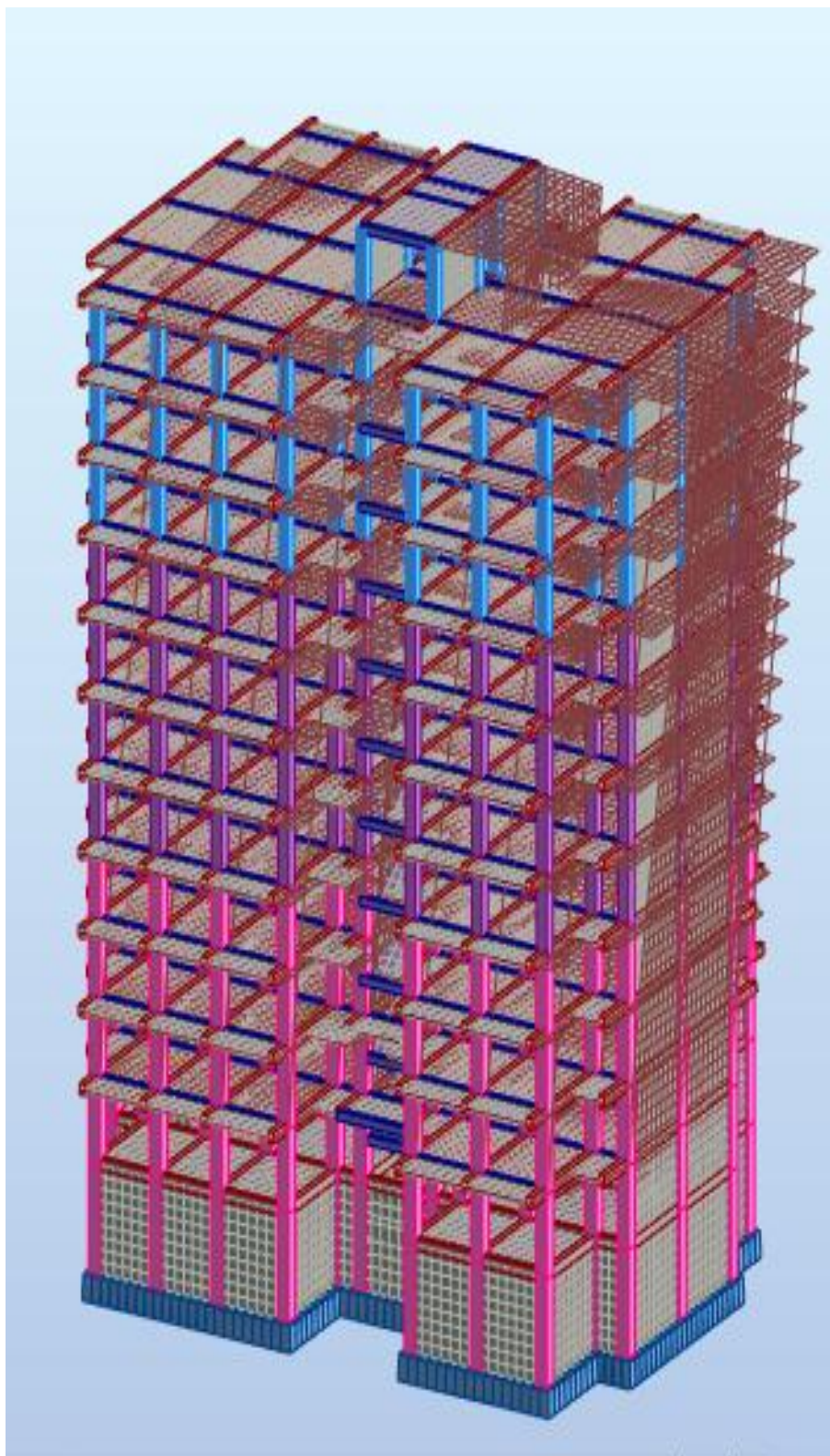


Figure VI.8 : 1^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue : 3D

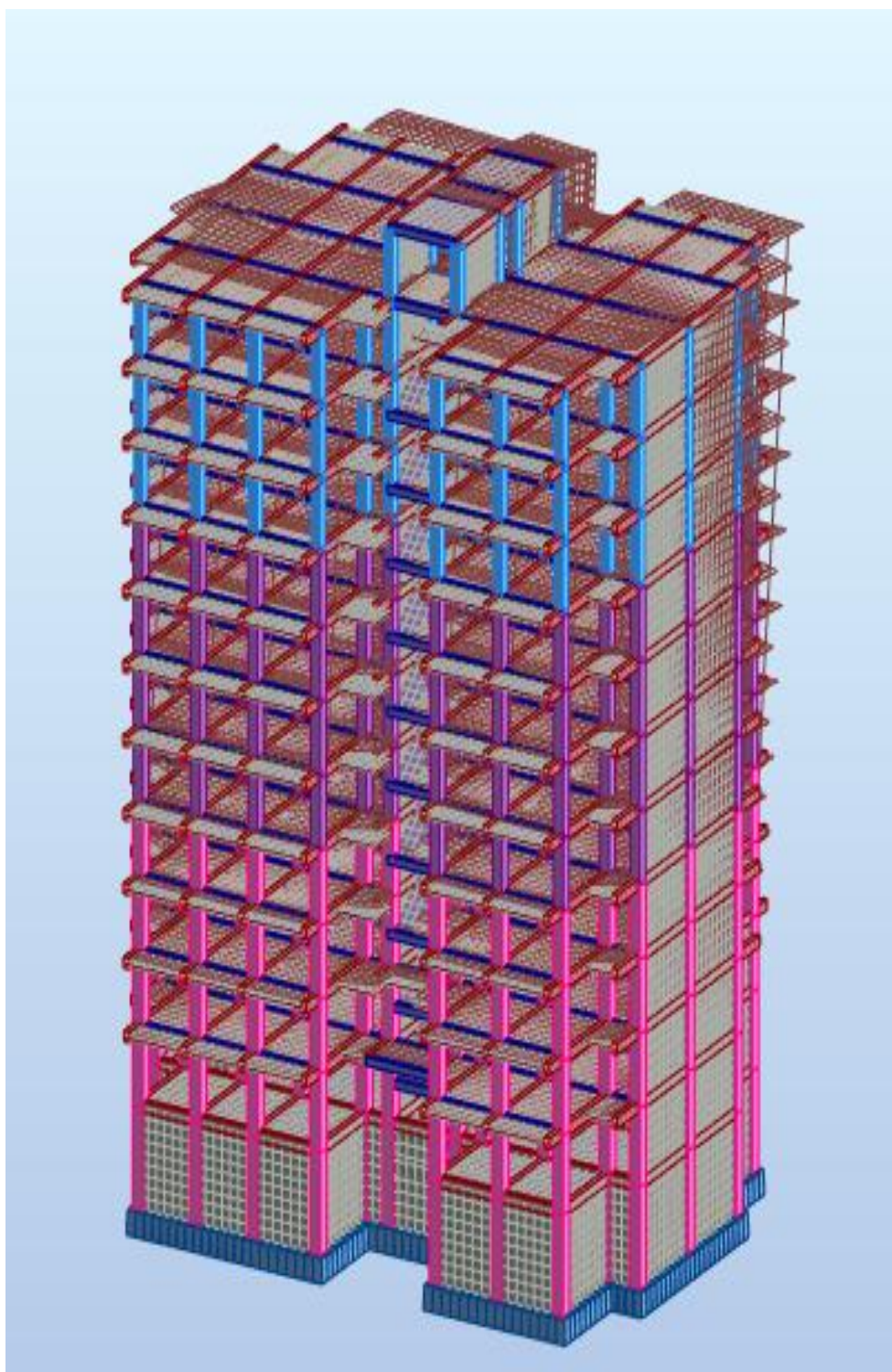


Figure VI.9 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue : 3D

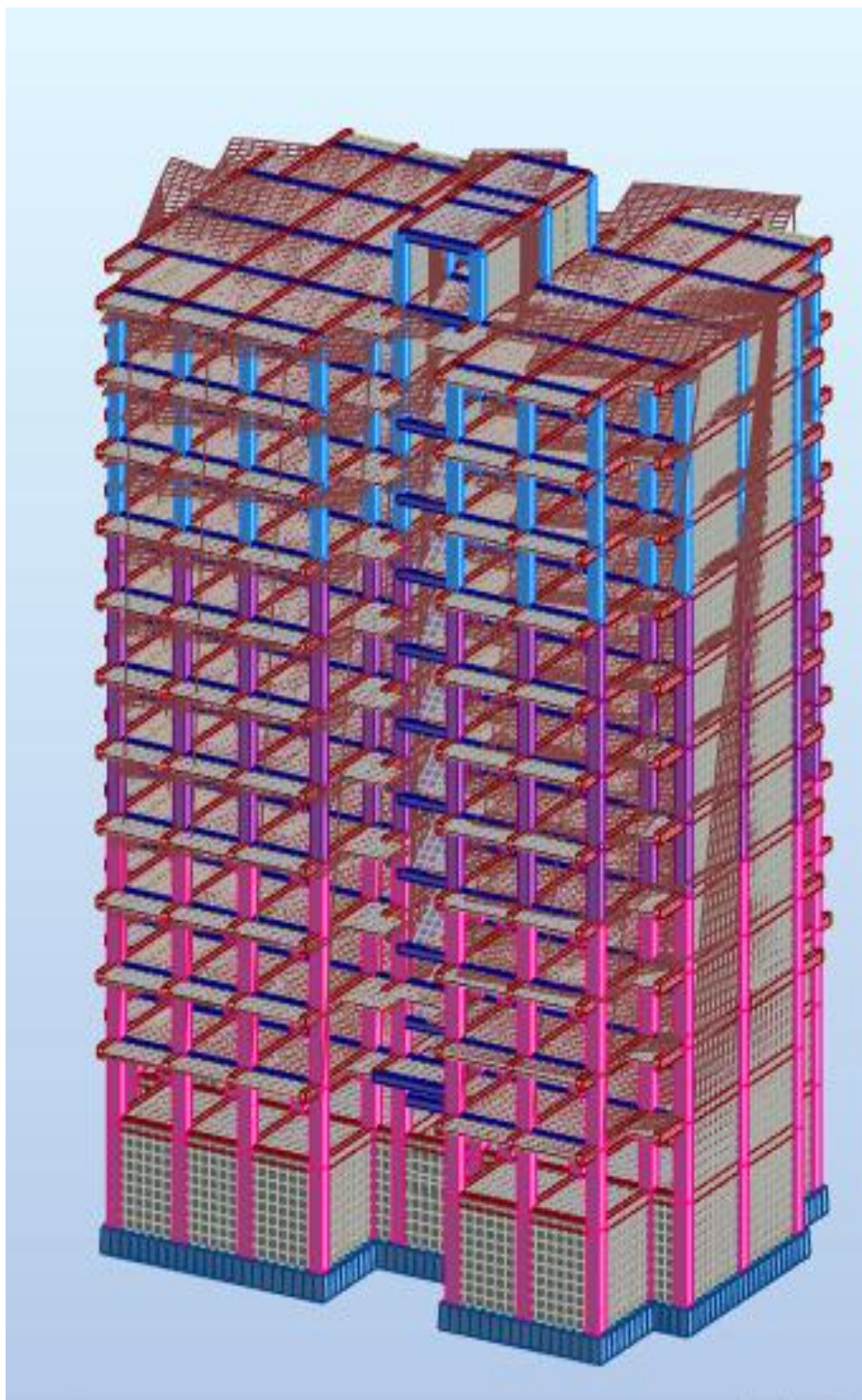


Figure VI.10 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique vue :
3D

III. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau VI.3 : Les réactions à la base

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
Ex	3137.45	125.78
Ey	125.81	3271.31

$$V_{X_{\text{dynamique}}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3139.97 \text{ KN}$$

$$V_{Y_{\text{dynamique}}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3273.73 \text{ KN}$$

Tableau VI.4 : vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$0.8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
Ex	3139.97	3198.09	Condition vérifiée
Ey	3273.73	3198.09	Condition vérifiée

III.1. Vérification de déplacement :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau VI.5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 01	Ex					
2^{eme} sous sol	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1^{ere} sous sol	0.3	0.1	0.2	0.0	0.1	0.0
RDC	0.6	0.2	0.2	0.0	0.2	0.0
1^{ere} étage	1.0	0.3	0.4	0.0	0.3	0.0
2^{eme} étage	1.6	0.4	0.5	0.0	0.7	0.0
3^{eme} étage	2.2	0.5	0.5	0.0	1.1	0.0
4^{eme} étage	2.8	0.6	0.6	0.1	1.6	0.0
5^{eme} étage	3.5	0.7	0.6	0.1	2.1	0.1
6^{eme} étage	4.1	0.8	0.6	0.1	2.6	0.1
7^{eme} étage	4.8	0.8	0.6	0.1	3.1	0.1
8^{eme} étage	5.4	1.0	0.5	0.1	3.6	0.1
9^{eme} étage	6.0	1.1	0.5	0.0	4.1	0.1
Terrasse	6.1	0.2	0.5	-0.4	4.9	0.1

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 02	Ey					
2^{eme} sous sol	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0
1^{ere} sous sol	0.0	0.2	0.0	0.1	0.0	0.0
RDC	0.1	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1
1^{ere} étage	0.1	0.5	0.0	0.2	0.0	0.2
2^{eme} étage	0.1	0.8	0.0	0.2	0.0	0.4
3^{eme} étage	0.2	1.1	0.0	0.3	0.0	0.5
4^{eme} étage	0.3	1.5	0.0	0.3	0.0	0.7
5^{eme} étage	0.4	1.8	0.0	0.3	0.0	1.0
6^{eme} étage	0.5	2.2	0.0	0.3	0.1	1.2
7^{eme} étage	0.5	2.5	0.0	0.3	0.1	1.4
8^{eme} étage	0.6	2.9	0.0	0.3	0.1	1.6
9^{eme} étage	0.7	3.2	0.0	0.3	0.1	1.8

Terrasse	0.4	2.8	-0.1	0.2	0.1	2.4
----------	-----	-----	------	-----	-----	-----

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 03	G+Q+Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.1	0.0	0.1	0.0	-0.0	-0.1
1 ^{ere} sous sol	0.3	0.1	0.2	0.0	0.1	-0.0
RDC	0.6	0.2	0.2	0.0	0.2	-0.0
1 ^{ere} étage	1.0	0.3	0.4	0.0	0.3	-0.0
2 ^{eme} étage	1.6	0.3	0.5	0.0	0.7	-0.0
3 ^{eme} étage	2.2	0.4	0.5	0.0	1.1	-0.0
4 ^{eme} étage	2.8	0.5	0.6	0.0	1.6	-0.0
5 ^{eme} étage	3.5	0.6	0.6	0.0	2.1	-0.0
6 ^{eme} étage	0.6	0.5	0.6	0.0	3.6	-0.0
7 ^{eme} étage	4.7	0.8	0.6	0.0	3.1	-0.0
8 ^{eme} étage	5.4	0.9	0.5	0.0	3.6	-0.1
9 ^{eme} étage	5.9	1.0	0.5	0.0	4.1	-0.0
Terrasse	6.1	0.1	0.5	-0.4	4.8	-0.0

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 04	G+Q-Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.1
1 ^{ere} sous sol	-0.1	0.0	-0.2	-0.0	-0.3	-0.1
RDC	-0.2	-0.0	-0.2	-0.1	-0.6	-0.2
1 ^{ere} étage	-0.3	-0.0	-0.4	-0.0	-1.1	-0.3
2 ^{eme} étage	-0.7	-0.0	-0.5	-0.1	-1.6	-0.4
3 ^{eme} étage	-1.1	-0.0	-0.5	-0.1	-2.2	-0.5
4 ^{eme} étage	-1.6	-0.1	-0.6	-0.1	-2.9	-0.6
5 ^{eme} étage	-0.1	-0.0	-0.6	-0.1	-4.8	-0.7
6 ^{eme} étage	-2.6	-0.1	-0.6	-0.1	-4.2	-0.8
7 ^{eme} étage	-3.2	-0.1	-0.6	-0.1	-4.8	-0.9
8 ^{eme} étage	-3.7	-0.1	-0.6	-0.1	-5.4	-1.0
9 ^{eme} étage	-4.2	-0.1	-0.5	-0.1	-6.0	-1.1

Terrasse	-4.9	-0.2	-0.5	0.4	-6.2	-0.3
----------	------	------	------	-----	------	------

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 05 G+Q+Ey						
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.0	-0.0
1 ^{ere} sous sol	0.0	0.2	0.0	0.1	-0.0	0.0
RDC	0.0	0.3	0.0	0.1	-0.0	0.1
1 ^{ere} étage	0.1	0.5	0.0	0.2	0.0	0.2
2 ^{eme} étage	0.1	0.8	0.0	0.2	0.0	0.4
3 ^{eme} étage	0.0	1.4	0.0	0.3	0.0	0.6
4 ^{eme} étage	0.2	1.4	0.0	0.3	0.0	1.3
5 ^{eme} étage	0.3	1.7	0.0	0.3	0.0	1.0
6 ^{eme} étage	0.3	0.2	0.0	0.3	0.0	1.5
7 ^{eme} étage	0.4	0.5	0.0	0.3	0.0	2.0
8 ^{eme} étage	0.4	2.6	0.0	0.3	0.0	1.7
9 ^{eme} étage	0.5	2.9	0.0	0.3	0.0	2.0
Terrasse	0.3	2.8	-0.1	0.2	0.0	2.4

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 06 G+Q-Ey						
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1
1 ^{ere} sous sol	0.0	-0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.2
RDC	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.1	-0.3
1 ^{ere} étage	-0.0	-0.2	-0.0	-0.2	-0.1	-0.5
2 ^{eme} étage	-0.0	-0.4	-0.0	-0.2	-0.1	-0.8
3 ^{eme} étage	-0.0	-0.6	-0.0	-0.3	-0.2	-1.1
4 ^{eme} étage	-0.1	-0.8	-0.0	-0.3	-0.2	-1.4
5 ^{eme} étage	-0.1	-1.1	-0.0	-0.3	-0.3	-1.8
6 ^{eme} étage	-0.1	-1.3	-0.0	-0.3	-0.4	-2.1
7 ^{eme} étage	-0.1	-1.6	-0.0	-0.3	-0.4	-2.4
8 ^{eme} étage	-0.1	-1.8	-0.0	-0.3	-0.5	-2.8
9 ^{eme} étage	-0.1	-2.1	-0.0	-0.3	-0.6	-3.1

Terrasse	-0.2	-2.6	0.1	-0.2	-0.4	-2.9
----------	------	------	-----	------	------	------

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
Cas 07	G+Q+1.2Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.1	0.1	0.1	0.0	-0.0	-0.1
1 ^{ere} sous sol	0.4	0.1	0.2	0.0	0.1	-0.0
RDC	0.7	0.2	0.2	0.1	0.2	-0.0
1 ^{ere} étage	1.2	0.3	0.5	0.0	0.4	-0.0
2 ^{eme} étage	1.9	0.4	0.6	0.0	0.8	0.0
3 ^{eme} étage	2.6	0.5	0.6	0.1	1.3	-0.0
4 ^{eme} étage	3.4	0.6	0.7	0.1	1.9	-0.0
5 ^{eme} étage	4.2	0.7	0.7	0.1	2.5	0.0
6 ^{eme} étage	4.9	0.9	0.7	0.1	3.1	0.0
7 ^{eme} étage	5.7	1.0	0.7	0.1	3.7	0.0
8 ^{eme} étage	0.1	0.4	0.6	0.1	3.7	0.0
9 ^{eme} étage	7.1	1.2	0.6	0.1	4.9	0.0
Terrasse	7.3	0.2	0.6	-0.5	0.2	-0.0

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
Cas 08	G+Q-1.2Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.1
1 ^{ere} sous sol	-0.1	-0.0	-0.2	-0.0	-0.4	-0.1
RDC	-0.2	-0.0	-0.3	-0.1	-0.7	-0.2
1 ^{ere} étage	-0.4	-0.0	-0.5	-0.1	-1.3	-0.3
2 ^{eme} étage	-0.8	-0.0	-0.6	-0.1	-1.9	-0.4
3 ^{eme} étage	-1.4	-0.0	-0.6	-0.1	-2.6	-0.6
4 ^{eme} étage	-1.9	-0.1	-0.7	-0.1	-3.4	-0.7
5 ^{eme} étage	-2.5	-0.1	-0.7	-0.1	-4.2	-0.8
6 ^{eme} étage	-3.2	-0.1	-0.7	-0.1	-5.0	-1.0
7 ^{eme} étage	-3.8	-0.1	-0.7	-0.1	-5.8	-1.1
8 ^{eme} étage	-4.4	-0.1	-0.7	-0.1	-6.5	-1.2
9 ^{eme} étage	-5.0	-0.2	-0.6	-0.1	-7.2	-1.4

Terrasse	-5.9	-0.2	-0.6	0.5	-7.4	-0.4
----------	------	------	------	-----	------	------

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 09	G+Q+1.2Ey					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.0	-0.0
1 ^{ere} sous sol	0.0	0.2	0.0	0.1	-0.0	0.1
RDC	0.1	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1
1 ^{ere} étage	0.1	0.6	0.0	0.2	0.0	0.3
2 ^{eme} étage	0.1	0.9	0.0	0.3	0.0	0.4
3 ^{eme} étage	0.2	1.3	0.0	0.3	0.0	0.7
4 ^{eme} étage	0.3	1.6	0.0	0.3	0.0	0.9
5 ^{eme} étage	0.3	2.0	0.0	0.3	0.0	1.2
6 ^{eme} étage	0.4	2.4	0.0	0.3	0.0	1.5
7 ^{eme} étage	0.5	2.8	0.0	0.3	0.1	1.8
8 ^{eme} étage	0.5	3.2	0.0	0.3	0.1	2.1
9 ^{eme} étage	0.6	3.5	0.0	0.3	0.1	2.4
Terrasse	0.3	3.3	-0.1	0.2	0.1	2.9

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 10	G+Q-1.2Ey					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1
1 ^{ere} sous sol	0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.0	-0.2
RDC	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.1	-0.4
1 ^{ere} étage	-0.0	-0.3	-0.0	-0.2	-0.1	-0.6
2 ^{eme} étage	-0.0	-0.5	-0.0	-0.3	-0.1	-0.9
3 ^{eme} étage	-0.0	-0.7	-0.0	-0.3	-0.2	-1.3
4 ^{eme} étage	-0.1	-1.0	-0.0	-0.3	-0.3	-1.7
5 ^{eme} étage	-0.1	-1.3	-0.0	-0.4	-0.4	-2.1
6 ^{eme} étage	-0.1	-1.6	-0.0	-0.4	-0.4	-2.5
7 ^{eme} étage	-0.1	-1.9	-0.0	-0.4	-0.5	-2.9
8 ^{eme} étage	-0.1	-2.2	-0.0	-0.3	-0.6	-3.3
9 ^{eme} étage	-0.2	-2.5	-0.0	-0.3	-0.7	-3.7

Terrasse	-0.2	-3.1	0.1	-0.2	-0.4	-3.5
----------	------	------	-----	------	------	------

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 11	0.8G+Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.1	0.0	0.1	0.0	-0.0	-0.0
1 ^{ere} sous sol	0.3	0.1	0.2	0.0	0.1	-0.0
RDC	0.1	0.4	0.2	0.0	0.2	-0.0
1 ^{ere} étage	1.0	0.3	0.4	0.0	0.3	-0.0
2 ^{eme} étage	1.6	0.3	0.5	0.0	0.7	0.0
3 ^{eme} étage	2.2	0.4	0.5	0.0	1.1	0.0
4 ^{eme} étage	2.8	0.5	0.2	0.0	1.6	0.0
5 ^{eme} étage	3.5	0.6	0.6	0.0	2.1	0.0
6 ^{eme} étage	4.1	0.7	0.6	0.0	2.6	0.0
7 ^{eme} étage	4.8	0.8	0.6	0.0	3.1	0.0
8 ^{eme} étage	5.4	0.9	0.5	0.0	3.6	0.0
9 ^{eme} étage	5.9	1.0	0.5	0.0	4.1	0.0
Terrasse	6.1	0.2	0.5	-0.4	4.9	0.0

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 12	0.8G-Ex					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.0
1 ^{ere} sous sol	-0.1	-0.0	-0.2	-0.0	-0.3	-0.1
RDC	-0.2	-0.0	-0.2	-0.1	-0.6	-0.2
1 ^{ere} étage	-0.3	-0.0	-0.4	-0.0	-1.0	-0.3
2 ^{eme} étage	-0.7	-0.0	-0.5	-0.1	-1.6	-0.4
3 ^{eme} étage	-1.1	-0.0	-0.5	-0.1	-2.2	-0.5
4 ^{eme} étage	-1.6	-0.0	-0.6	-0.1	-2.8	-0.6
5 ^{eme} étage	-2.1	-0.1	-0.6	-0.1	-3.5	-0.7
6 ^{eme} étage	-2.6	-0.1	-0.6	-0.1	-4.2	-0.8
7 ^{eme} étage	-3.2	-0.1	-0.6	-0.1	-4.8	-0.9
8 ^{eme} étage	-3.7	-0.1	-0.6	-0.1	-5.4	-1.0
9 ^{eme} étage	-4.1	-0.1	-0.5	-0.1	-6.0	-1.1

Terrasse	-4.9	-0.1	-0.5	0.4	-6.2	-0.3
----------	------	------	------	-----	------	------

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 13	0.8G+Ey					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.0	-0.0
1 ^{ere} sous sol	0.0	0.2	0.0	0.1	-0.0	0.0
RDC	0.0	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1
1 ^{ere} étage	0.1	0.5	0.0	0.2	0.0	0.2
2 ^{eme} étage	0.1	0.8	0.0	0.2	0.0	0.4
3 ^{eme} étage	0.2	1.1	0.0	0.3	0.0	0.6
4 ^{eme} étage	0.2	1.4	0.0	0.3	0.0	0.8
5 ^{eme} étage	0.3	1.7	0.0	0.3	0.0	1.0
6 ^{eme} étage	0.3	2.0	0.0	0.3	0.0	1.3
7 ^{eme} étage	0.4	2.3	0.0	0.3	0.1	1.5
8 ^{eme} étage	0.4	2.7	0.0	0.3	0.1	1.8
9 ^{eme} étage	0.5	3.0	0.0	0.3	0.1	2.0
Terrasse	0.3	2.8	-0.1	0.2	0.1	2.5

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY[cm]
Cas 14	0.8G-Ey					
2 ^{eme} sous sol	0.0	0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1
1 ^{ere} sous sol	-0.0	-0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.2
RDC	-0.0	-0.1	-0.0	-0.1	-0.1	-0.3
1 ^{ere} étage	-0.0	-0.2	-0.0	-0.2	-0.1	-0.5
2 ^{eme} étage	-0.0	-0.4	-0.0	-0.2	-0.1	-0.8
3 ^{eme} étage	-0.0	-0.6	-0.0	-0.3	-0.2	-1.1
4 ^{eme} étage	-0.0	-0.8	-0.0	-0.3	-0.2	-1.4
5 ^{eme} étage	-0.1	-1.1	-0.0	-0.3	-0.3	-1.8
6 ^{eme} étage	-0.1	-1.3	-0.0	-0.3	-0.4	-2.1
7 ^{eme} étage	-0.1	-1.6	-0.0	-0.3	-0.4	-2.4
8 ^{eme} étage	-0.1	-1.8	-0.0	-0.3	-0.5	-2.7
9 ^{eme} étage	-0.1	-2.1	-0.0	-0.3	-0.6	-3.1

Terrasse	-0.1	-2.6	0.1	-0.2	-0.4	-2.9
----------	------	------	-----	------	------	------

III.2. Vérification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

Selon l’RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum(WG_i + 0.2WQ_i)$$

V_k : effort tranchant d’étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

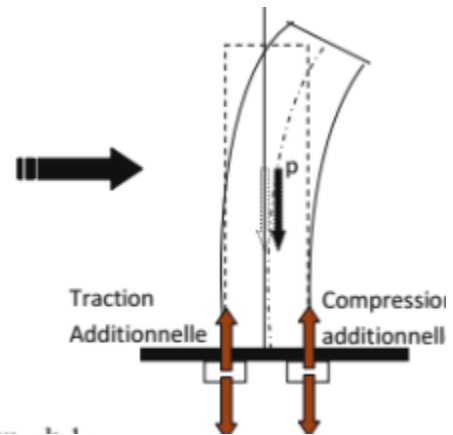


Tableau VI.6 : Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ sens X (combinaison Ex)

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
2 ^{ème} sous sol	3591.3876	0.1	3138.02	425	0.0003
1 ^{ère} sous sol	1662.5052	0.2	3090.42	326	0.0003
RDC	2181.4702	0.2	3037.19	306	0.0005
1 ^{ère} étage	2382.5804	0.4	2937.56	306	0.001
2 ^{ème} étage	2339.2232	0.5	2802.52	306	0.001
3 ^{ème} étage	2382.5804	0.5	2634.97	306	0.001
4 ^{ème} étage	2382.5804	0.6	2427.96	306	0.002
5 ^{ème} étage	2382.5804	0.6	2185.45	306	0.002
6 ^{ème} étage	2382.5804	0.6	1898.05	306	0.002
7 ^{ème} étage	2382.5804	0.6	1561.24	306	0.003
8 ^{ème} étage	2382.5804	0.5	1166.98	306	0.003
9 ^{ème} étage	2116.2745	0.5	673.62	306	0.005

Tableau VI.7: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (combinaison Ey)

Niveau	P _k (kN)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	h _k (cm)	θ
2 ^{ème} sous sol	3591.3876	0.1	3272.90	425	0.0003
1 ^{ère} sous sol	1662.5052	0.1	3200.85	326	0.0002
RDC	2181.4702	0.1	3132.20	306	0.0002
1 ^{ère} étage	2382.5804	0.2	3009.20	306	0.0005
2 ^{ème} étage	2339.2232	0.2	2845.51	306	0.0005
3 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	2663.14	306	0.0009
4 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	2450.80	306	0.001
5 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	2205.52	306	0.001
6 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	1929.54	306	0.001
7 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	1614.77	306	0.001
8 ^{ème} étage	2382.5804	0.3	1222.92	306	0.002
9 ^{ème} étage	2116.2745	0.3	700.88	306	0.003

Les coefficients θ sont inférieurs à 0.10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

III.3.Vérification de l'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le Logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

± **0.05L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique),

Cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**

Sens X : e_{accidentelle} = 0.05 × L_xi

Sens y : e_{accidentelle} = 0.05 × L_yi

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque Elément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, voiles, balcons, maçonnerie, extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont donnée par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Niveau	W _{étage}	Position du centre De masse		Position du centre De torsion		Excentricité calculer		Excentricité accidentel max	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _x	e _y
2 ^{ème} ss	3591.3876	13.62	9.31	14.49	9.39	0.87	0.08	1.38	0.94
1 ^{ère} ss	1662.5052	13.00	7.94	14.45	13.35	1.45	5.42	1.38	1.01
RDC	2181.4702	13.57	7.76	14.45	13.38	0.88	5.62	1.38	1.09
Etage 1	2382.5804	13.68	9.83	14.37	10.17	0.69	0.34	1.38	1.09
Etage 2	2339.2232	13.63	9.90	14.37	10.17	0.74	0.27	1.38	1.09
Etage 3	2382.5804	13.68	9.83	14.37	10.18	0.69	0.35	1.38	1.09
Etage 4	2382.5804	13.68	9.83	14.37	10.18	0.69	0.35	1.38	1.09
Etage 5	2382.5804	13.68	9.83	14.37	10.18	0.69	0.35	1.38	1.09
Etage 6	2382.5804	13.68	9.83	14.37	10.18	0.69	0.35	1.38	1.09
Etage 7	2382.5804	13.68	9.83	14.38	10.19	0.70	0.36	1.38	1.09
Etage 8	2382.5804	13.68	9.83	14.38	10.19	0.70	0.36	1.38	1.09
Etage 9	2116.2745	13.64	9.31	14.18	10.24	0.54	0.93	1.38	1.09

III.4.Vérification au renversement :

Pour que la structure soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, **M_s = W × L/2**

M_r : Moment renversement, **M_r = ∑ F_i × h_i**

W : Poids du bâtiment

F : force sismique au niveau **i**.

Sens longitudinal :

Tableau VI.9 : vérification du renversement de structure sens longitudinal

W (KN)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
28811.63	13.62	392414.40	65256.15	6.01	Condition vérifiée

Sens transversal :

Tableau VI.10: vérification du renversement de structure sens transversal

W (KN)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
28811.63	9.46	272558.02	66629.91	4.09	Condition vérifiée

Finalement :

On peut dire que suivant **les règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Calcul des éléments structuraux

A ce stade nous allons présenter le dimensionnement retenu et le ferrailage des éléments structuraux, les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l’analyse sismique de la structure.

I. Les poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l’effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**.

I.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- **Selon BAEL 91 (combinaison fondamentale)**

ELU 1.35G + 1,5 Q

ELS G + Q

- **Selon RPA 99/V2003 (situation accidentelle)**

G + Q ± 1.2E

I.2. Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Contraintes caractéristiques du béton et de l’acier :**

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VII.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l’acier

I.2.1. Calcul des armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage en **zone sismique III** est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

I.2.2. Calcul des armatures transversales :

✓ Selon l'**RPA 99 / version 2003**:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec $\phi 1$: le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

t : espacement des armatures transversales.

$$t \leq 10 \text{ cm. En zone nodal (zone III)} \dots \dots \dots \text{RPA99 / version 2003}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1) \quad \text{en zone III en zone courante} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

II.Ferraillage des poteaux:

II.1.l'état limite ultime :

On va prend un seul type de poteau et on le calcul en flexion composé

Soit le poteau de RDC (55× 55):

$$N_{\text{Max}}=599.67 \text{ KN} , \quad M_{y_{\text{corr}}}= 32.65 \text{ KN.m}, \quad M_{z_{\text{corre}}}=34.91 \text{ t.m},$$

$$C = C' = 3 \text{ cm}, \quad b=55 \text{ cm} , \quad h=55 \text{ cm}$$

a. Calcul des armatures longitudinales :

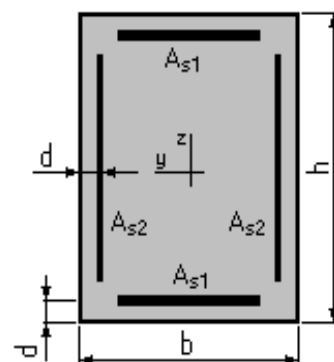
◆ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = 0,054\text{m} = 5.44 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_u} = 0,058\text{m} = 5.82 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e_y + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 5.44 + (27.5 - 3) \quad e_{ay} = 29.94 \text{ cm} = 0.2994 \text{ m}$$

$$e_{az} = e_z + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 5.82 + (27.5 - 3) \quad e_{az} = 30.32\text{cm} = 0.3032 \text{ m}$$



◆ **Moment fictive M_a :**

$$M_{ay} = N_U \times e_{ay} = 179.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_U \times e_{az} = 181.82 \text{ m}$$

◆ **Verification:**

$$I = N_U (d - c') - M_{ua}$$

$$(I_y) 599.67(0.495 - 0.03) - 179.54 = 99.31 \text{ KN.m}$$

$$(I_z) 599.67(0.495 - 0.03) - 181.82 = 97.03 \text{ KN.m}$$

$$II = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$(II_y) = (II_z) = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,2 = 691.8 \text{ kN.m}$$

$$(I_y) < (II_y) \text{ et } (I_z) < (II_z)$$

→ **Section est partiellement comprimée**

• **Moment ultime réduit :**

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{179.54 \times 0.001}{0.55 \times 0.495^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392$$

$$\mu_z = \frac{M_{az}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{181.82 \times 0.001}{0.55 \times 0.495^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392$$

→ **Section simplement armée $A'_{u1} = A'_{u2} = 0$.**

○ **Section d'armature :**

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,118 \\ Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,472 \text{ m} \end{cases}$$

$$Z_b = 47.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{181.82 \times 0.001}{0.472 \times 348} \quad \mathbf{A_s = 11.07 \text{ cm}^2}$$

○ **Armatures en flexion composée :**

$$A_{fc} = A_u - (N_U / f_{ed}) = 11.07 - (599.67 \times 10 / 348) = -6.16 \text{ cm}^2 < \mathbf{0 \text{ cm}^2}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section As selon RPA la section minimale A_{\min}

II.2.A l'état limite accidentelle :

$$N_{\min}=244.22\text{KN} ; M_{y_{\max}}=2.24\text{KN.m} ; M_{z_{\max}}= 34.77\text{KN.m}$$

◆ Calcul de l'excentricité :

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = 0.92\text{cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_u} = 14.24\text{cm}$$

$$e_{ay} = e_y + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.92 + (27.5 - 3) \quad e_{ay} = 25.42 \text{ cm}$$

$$e_{az} = e_z + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38.74 + (27.5 - 3) \quad e_{az} = 38.74 \text{ cm}$$

◆ Moment fictive M_a :

$$M_{ay} = N_U \times e_{ay} = 62.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_U \times e_{az} = 94.61 \text{ KN.m}$$

◆ Verification:

$$I = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$(I_y) 244.22(0.495 - 0.03) - 62.08 = 51.48 \text{ KN.m}$$

$$(I_z) 244.22(0.495 - 0.03) - 94.61 = 18.95 \text{ KN.m}$$

$$II = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$(II_y) = (II_z) = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,2 = 691.8 \text{ kN.m}$$

$(I_y) < (II_y)$ et $(I_z) < (II_z) \rightarrow$ Section est partiellement comprimée

• Moment ultime réduit :

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.08 \times 0.001}{0.55 \times 0.495^2 \times 18.48} = 0,025 < 0.392$$

$$\mu_z = \frac{M_{az}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{94.61 \times 0.001}{0.55 \times 0.495^2 \times 18.48} = 0.038 < 0.392$$

Section simplement armé $A'_{u1} = A'_{u2} = 0$.

○ **Section d'armature :**

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,048 \\ Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,48 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_s 1 = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{94.61 \times 0.001}{0,48 \times 400} \quad \mathbf{A_s = 4.93 \text{ cm}^2}$$

○ **Armatures en flexion composée :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < \mathbf{0 \text{ cm}^2}$$

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 4.93 - (244.22 \times 10 / 400) = -1.18 \text{ cm}^2$$

le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{smin} = 0,9\% bh$ (**zone III**)

$$A_{SCALC} < A_{SRPA}$$

Donc : on prend la plus grande valeur des deux :

$$\Rightarrow \mathbf{A_{smin} = 27.23 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures : **4 HA20+8HA16 = 28.65 cm²**

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

$$A_{smin} > \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} > \frac{0,23 \cdot 0,55 \cdot 0,495 \cdot 2,1}{400} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_{smin} = 27.23 \text{ cm}^2 > 3.287 \text{ cm}^2$$

Donc : condition vérifiée

■ **Armatures transversales :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 18.36 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{18,36}{0,5 \times 0,63} = 0,389 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,15f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3,75 \text{ Map}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ 0.067 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \\ \tau < \bar{\tau} \\ 0.067 \text{ MPa} < 3.75 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

■ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le **RPA99/version 2003** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_e$$

■ **Condition d'espacement :**

En zone courante : $t' \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi)$

En zone nodale : $t \leq 10$

On opte pour un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15cm en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \left(\frac{0,7 \times 3,06}{0,55} \right) = 3,89 < 5$$

Donc: $\rho_a = 3,75$

$$At = \frac{\rho_a V_a t}{h_1 f_c} = \frac{3,75 \times 106,08 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,55 \times 400} = 1,808 \text{ cm}^2$$

Soit 2,01cm², choix des barres : **2 cadres 2T8 déployés.**

La quantité d'armatures transversales minimale $At / t b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3,89 \Rightarrow \frac{At}{t \times b} > 0,8\% \quad \text{RPA99/version 2003.}$$

$$2,01 / 10 \times 55 = 0,365\% < 0,8\% \quad \text{non vérifiée}$$

RPA99/version 2003: On prend $At = 6T12=6,76 \text{ cm}^2$.

$$4,15 / 50 \times 10 = 1,23 > 0,8$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°.

Ayant une longueur de $10\phi_t = 20 \text{ cm}$.

Résultats du ferrailage pour les autres zones :

- **Les cardes :**

$10\phi_t$ minimum

$10\phi_t = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

- **Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** est de :

50Φ en zone III. = 100cm

- **Résultats du ferrailage:**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveau d'étage	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
RDC, 1 ^{ère} étage 2 ^{ème} étage	60 × 60	11.2	32.4	12HA20=37.68
3 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage	55 × 55	9.5	27.23	4HA20 + 8HA16 = 28.65
7 ^{ème} étage 8 ^{ème} étage 9 ^{ème} étage	50 × 50	8.5	22.5	12HA16 = 24.12

- Ferrailage transversale

Tableau VII.3 : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau d'étage	RDC, 1 ^{ère} étage 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage 8 ^{ème} étage 9 ^{ème} étage étage et terrasse
Section (cm ²)	60 × 60	55 × 55	50 × 50
Øt (cm ²)	2	2	2
L _f (cm)	214.2	214.2	214.2
λ _g	3.57	3.89	4.28
Vu (KN)	201.02	106.08	61.11
50 Φ en zone III	100	100	100
St zone nodale (cm ²)	10	10	10
St zone courante (cm ²)	15	15	15
ρ _σ	3.75	3.75	3.75
At (cm ²)	3.14	1.808	1.14
A ^t _{min} (cm ²)	2.01	2.01	2.01
Nombre de barres	6T12	6T12	6T10
At adoptée (cm ²)	6.79	6.79	4.71

Schéma de ferrailage

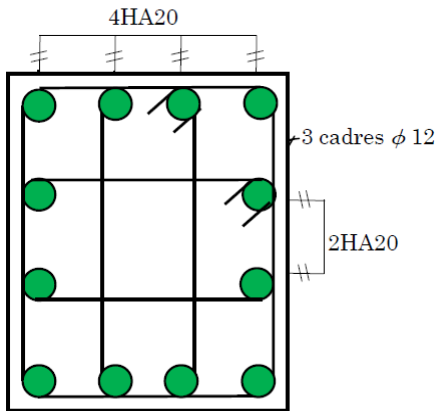


Figure VII.1: Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 1^{er}, 2^{ème} étage

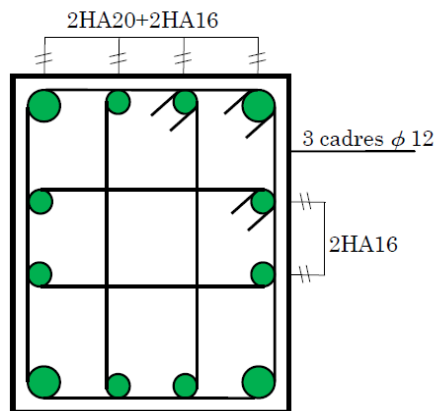


Figure VII.2: Schéma de ferrailage des poteaux 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage

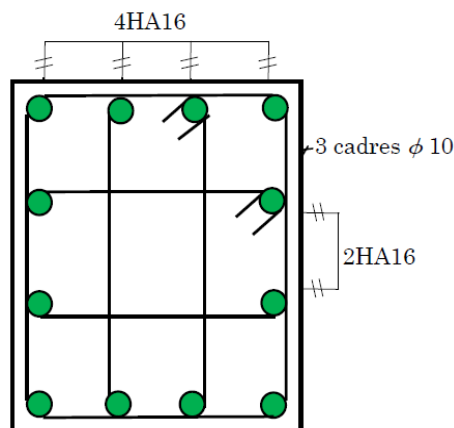


Figure VII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage et terrasse

II. Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

A).L'étude des Poutres Principale :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

Tableau VII.4 : Résultats des sollicitations maximales

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{app} (KN.m)
30 × 45	34.48	75.46	24.93	54.77	26.84	69.43

Exemple de calcul des armatures longitudinales

1. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

a. Calcul de ferrailage a l'état limite ultime :

- **En travée**

$$M_{ut} = 34.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,48 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0.049$$

$$\mu_t = 0.049 < \mu_R = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049})$$

$$\alpha = 0.063$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,112)$$

$$Z = 0,395$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,48 \times 10}{0,395 \times 348} \quad \mathbf{As = 2,508 \text{ cm}^2}$$

- **En appuis**

$$M_{ut} = 75.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{75,46 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu_t = 0,108 < \mu_R = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108})$$

$$\alpha = 0,143$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,216)$$

$$Z = 0,382$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{75,46 \times 10}{0,382 \times 348} \quad A_s = 5,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s = 7,63 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.467 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Calcul de ferrailage a l'état accidentel :

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 26.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,84 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 18,48} = 0,03$$

$$\mu_t = 0,03 < \mu_R = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$$

$$\alpha = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,038)$$

$$Z = 0,399$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,84 \times 10}{0,397 \times 400} \quad A_s = 1,682 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ut} = 69.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b f_{bc} d^2} = \frac{69,43 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 18,48} = 0,099$$

$$\mu_t = 0,076 < \mu_R = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099})$$

$$\alpha = 0,099$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,099)$$

$$Z = 0,389$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{69,43 \times 10}{0,389 \times 400} \quad A_s = 4,462^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1,467 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 2,508 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min}$ Condition vérifiée.
- **En appuis :** $A_s = 5,68 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min}$ Condition vérifiée.

❖ **Finalemment :**

$$A_{st} = 2.508 \text{ cm}^2 \text{ On adopte en travée : } \mathbf{6HA12} \text{ de section : } 6,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ On adopte en appui : } \mathbf{4HA16} \text{ de section : } 8,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition du RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a choisi : **6HA12 + 4HA16 = 14,83cm²**

Vérification a l'état limite service :

➤ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{34,48}{24,93} = 1,383$$

$$\frac{1,383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

0,045 < 0,444Condition vérifiée.

➤ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{75,46}{54,77} = 1,38$$

$$\frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

0,102 < 0,45Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{20,20 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 0,149\text{MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

2. Calcul des armatures transversales :

▪ **Les cadres :**

Diamètre des armatures transversales :

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

$\phi_t \leq \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$ On prend : $\phi_t = \Phi 10\text{mm}$

▪ **Espacement :**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

▪ **Zone nodale :** $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) \text{ cm}$

$St \leq \min(11.25 ; 18 ; 30) \text{ cm}$

On prend : **St = 10cm**

▪ **Zone courante :** $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$ On prend : $St = 15\text{cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de 10Øt minimum

$10\phi_t = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 20 cm.

▪ **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 90\text{cm}$ $h' = 90\text{cm}$RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)

▪ **Les longueurs de recouvrement**

La longueur minimale des recouvrements est :

$\phi = 20\text{mm}$: $L_r = 50\phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$ soit : $L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$: $L_r = 50\phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$ soit : $L_r = 100 \text{ cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} : L_r = 50\varnothing = 40 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$ soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

$\varnothing = 12\text{mm} : L_r = 50\varnothing = 40 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$ soit : $L_r = 70 \text{ cm}$

3.Vérifications

Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99

- **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

En zone de recouvrement : $= 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

- **Poutres secondaires :**

En zone courante: $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

En zone de recouvrement : $= 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres principales

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des Armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
6 ^{ème} étage	2,508	9,24	5,68	9,24	6HA14	6HA14

B). L'étude des Poutres secondaires :

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau

Tableau VII.6 : Ferrailage des poutres secondaires

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des Armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
Tous les niveaux	3,4	8,01	3,4	9,24	3HA14+3HA12	6HA14

Schéma de ferrailage des poutres:

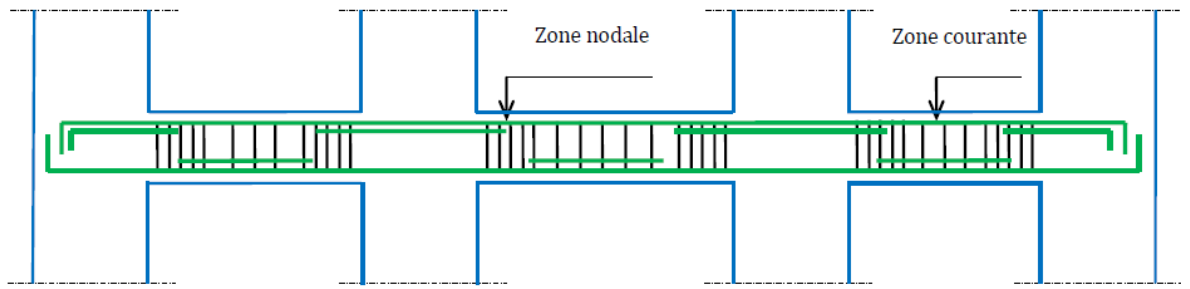


Figure VII.4 : Dispositions constructives des armatures des poutres.

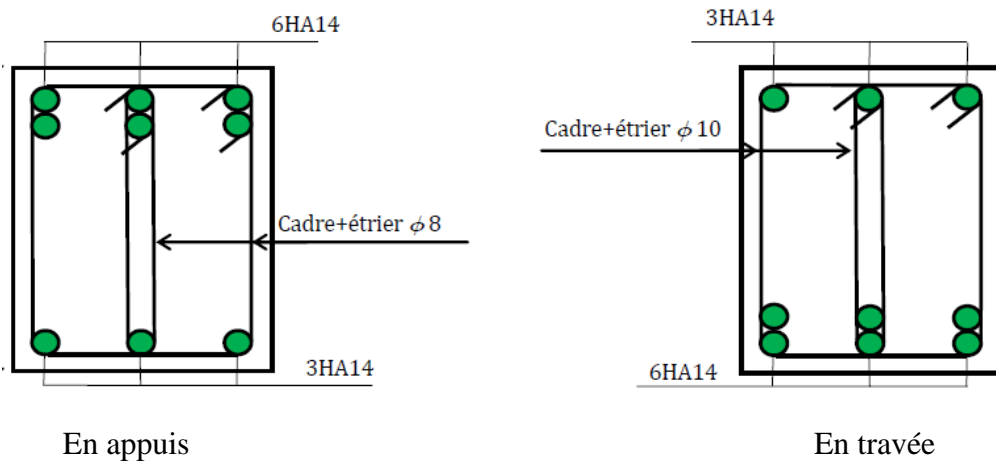


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de poutre principale.

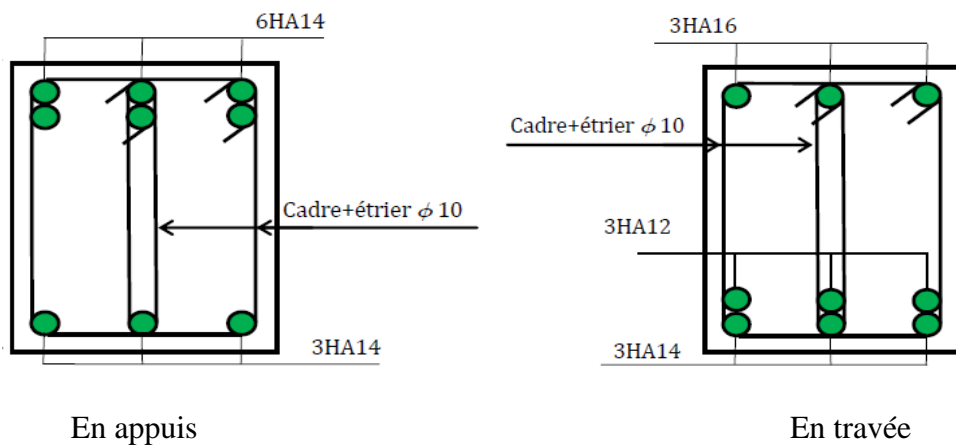


Figure VII.6 : Schéma de ferrailage de poutre principale.

Etude de ferrailage des voiles :

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

2. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

3. Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le

R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S_t \min (15 a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
- $40 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

1.35G+1.5Q..... (ELU)

G+Q.....(ELS)

G+Q+1.2E.....(ACC)

❖ **Pre-dimensionnement des voiles :**

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Voile	Epaisseur (cm)	Hauteur (m)
RDC	20	3.06

Tableau VII.8 : pré dimensionnement des voiles.

4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule **NAVIER –BERNOULLI**.)

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M.Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d’inertie du refond considéré.

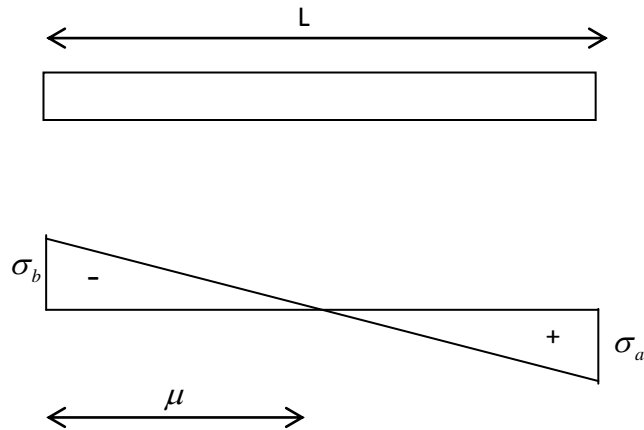
Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A. Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



$$\tan g\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

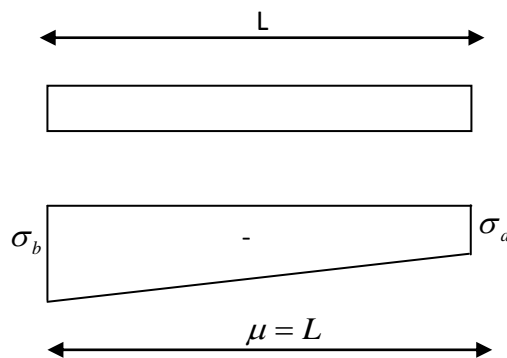
L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_S = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$

B. Section entièrement tendue :

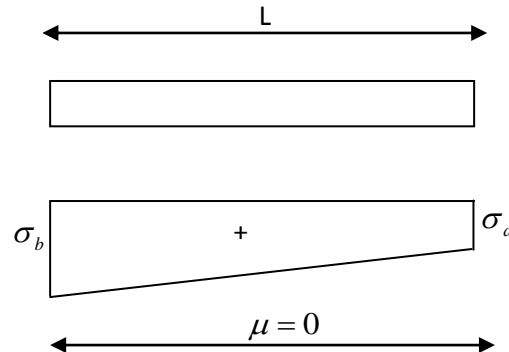
Dans ce cas on a deux contraintes de traction. La longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5(\sigma_a \times \sigma_b \times b \times L)$

La section d'armature est : $A_S = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]$



C. Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum)



Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm 1.2 E$$

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

5. Calcul de ferrailage :

❖ Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en seul zone (RDC):

❖ Vérification vis à vis de RPA :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

❖ Pour l'étage RDC :

Voile 1 : disposé dans le sens X

$$L = 5.05 \text{ m} ; \quad b = 0.20 \text{ m} ; \quad Y = L/2 = 2.53 \text{ m}$$

Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement **du logiciel Robot Structural Analysis**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.9 : Sollicitations dans les voiles.

Niveau	N^{\max}	M^{cor}	M^{\max}	N^{cor}	N^{\min}	M^{cor}	Vd (KN)
RDC	-2400.98	710.10	50.97	-1755.72	-2680.95	1573.17	366.62

$L = 5.05 \text{ m} ; \quad b = 0.20\text{m} ; \quad Y = L/2 = 2.53\text{m}$

$S = L \times b = 505 \times 20 = 10100\text{cm}^2$

$I = \frac{L^3 \times b}{12} = \frac{424^3 \times 20}{12} = 21.5 \times 10^7 \text{ cm}^4$

À L'ELA :

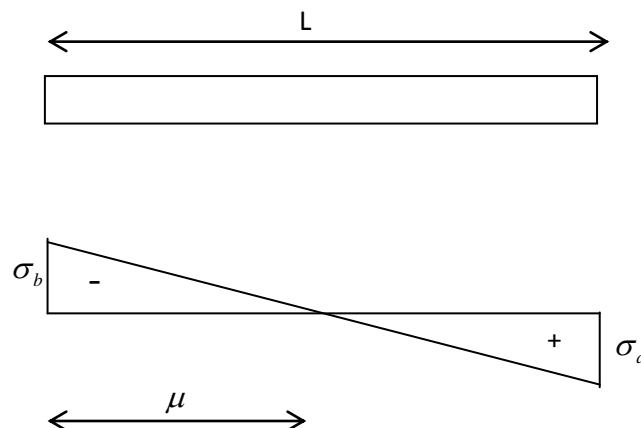
$$\begin{cases} N = -2680.95 \text{ KN} \\ M = 1573.17 \\ T = 366.62 \end{cases}$$

$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M.Y}{I}$

$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = 1.82 \text{ MPa}$

$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = -1.88 \text{ MPa}$

La section est partiellement comprimée d'après les résultats des contraintes.



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{1.88 \times 5.05}{1.82 + 1.88} = 2.566m$$

$$L_c = L - L_t = 5.05 - 2.566 = 2.48m$$

La zone tendue :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{2.L_c}{3} \right\} = \min \{1.53, 1.65\} = 1.53m$$

$$\text{on prend } \rightarrow d = 1.53m$$

Bande 1 :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1.88 \times 1.036}{2.566} = 0.76MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} = \frac{1.88 + 0.76}{2} = 1.32MPa$$

$$A_s = \frac{F.Y_s}{fe} = \frac{1.32 \times 1.53 \times 0.2}{400} = 10.10cm^2$$

On a adopté : **17HA16 / 2faces = 34.17 cm²**

$$\mathbf{18HA8 / face = 9.04 cm^2}$$

Espacement : e= 20 cm

$$A_{\min} = 0,002 \times 250 \times 20 = 10cm^2 < A_s = 10.10cm^2 \dots\dots\dots cv$$

Bande.2

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t - d} = \frac{\sigma_2}{L_t - 2d} \Rightarrow \sigma_2 = 0.362MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} = 0.56MPa$$

$$A = \frac{F.Y_s}{fe} = \frac{42,79 \times 87 \times 20}{4000} = 4.28cm^2$$

On a adopté : **18HA8 / 2faces = 18,08 cm²**

$St \leq \min(1.5e ; 20) \text{ cm} = (30\text{cm} ; 20\text{cm})$.

On adopte **St= 20 cm**

En zone d'atout : $Sta = St/2 = 10\text{cm}$.

Espacement d'extrémité :

$S_t = 10\text{cm} \rightarrow \text{zone.d' about}$

$S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{zone.courant}$

❖ **Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

La longueur de la zone d'about :

$$\frac{L}{10} = \frac{505}{10} = 50.5\text{cm} \rightarrow$$

On prend 30 cm

Armature horizontales :

D'après BAEL91, $A_h = A_v/4 = 8,54\text{cm}^2$. On adopte **2 files 14T10 = 22cm²**.

Armature transversales : soit des cadres T8.

❖ **Vérification au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4V/bd$$

V : effort tranchant à la base du fond.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h$$

h : Hauteur de la section.

$$\bar{\tau} = \min\{0.13f_{c28}; 4\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 366,62 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 3,06} = 0,93\text{MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \text{CV}$$

❖ Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91 on à :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) (\sin \alpha + \cos \beta)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3f_{ij}^* \times K \quad ; \quad f_{ij}^* = \{f_{ij}; 3.3\text{MPa}\}$$

K = 0 Cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1.5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0,93 \times 20 \times 20}{0.9 \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 1,1883\text{cm}^2$$

Tableau VII.10 : Ferrailage du voile Vx1.

Niveau	RDC
L (cm)	505
e (cm)	20
M (KN.m)	1573.17
N (kN)	-2680.95
V (KN)	366.62
τ_u (MPa)	0.93
$\bar{\tau}$ (MPa)	3.25

$A_v^{cal} / \text{face} (cm^2)$	10.10
$A_v^{min} (cm^2)$	10
$A_v^{adopt} / \text{face} (cm^2)$	34.17
N^{barre} / face	17HA16
$A_h^{cal} (cm^2)$	6.12
$A_h^{min} (cm^2)$	9.18
$A_h^{adopt} / \text{face} (cm^2)$	9.04
N^{barre} / face	18HA8
$St (cm)$	20

Schéma de ferrailage

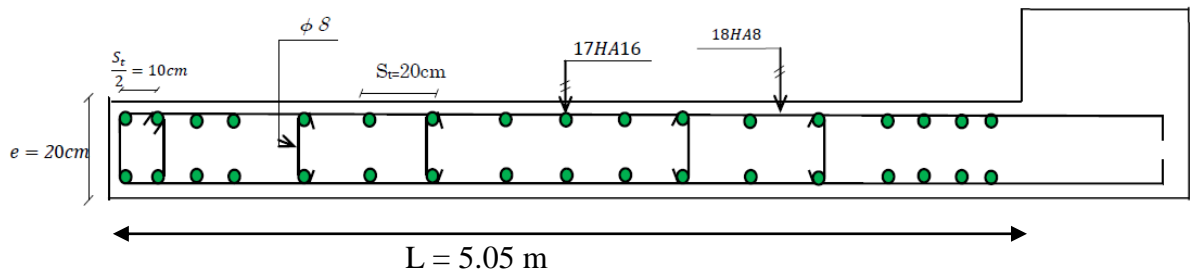


Figure VII.7 : Ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC.

I.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol ; soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend du :

- type d'ouvrage construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge total transmise au sol.
- La charge économique.
- La facilité de réalisation.

La contrainte admissible du sol qui est égal à 1.5 bars ;il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier générale

Combinaison d'action :

ELS (G + Q) pour le dimensionnement.

ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification

1.Semelle isolée :

Exemple 1 :

Vérification de La semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} < \overline{\delta_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

Nsup : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le logiciel ROBOT structural

N inf : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de l

S : surface d'appui de la semelle. $S=A^2$

$\overline{\delta sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N=2316.37 \text{ KN}$, $\overline{\delta sol} = 1.5 \text{ Bar}$

Les poteaux de notre structure ont des sections carré à la base (a x a) donc, on opte pour des semelles carré (A x A).

$$\frac{N}{S} < \overline{\delta sol} \rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\delta sol}}$$

On aura :

$$A = \sqrt{\frac{2316.37 \times 10^{-3}}{0.15}} = A \geq 3.92 \text{ m} \rightarrow A = 4 \text{ m}$$

▪ **Remarque**

selon l'axe x-x, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (2.5m), d'où l'emploi des semelles isolée ne convient pas il y'aura un chevauchement.

2.Dimensionnement de la semelle filante

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante les autres semelles seront calculées

de la même manière :

Selon (y-y') :

$$\overline{\delta sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\delta sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 978.10 \text{ KN}$

$N_2 = 1812.65 \text{ KN}$

$N_3 = 1047.75 \text{ KN}$

$N_4 = 1737.10 \text{ KN}$

$N_5 = 680.59 \text{ KN}$

$$N_6 = 1158.619 \text{ KN}$$

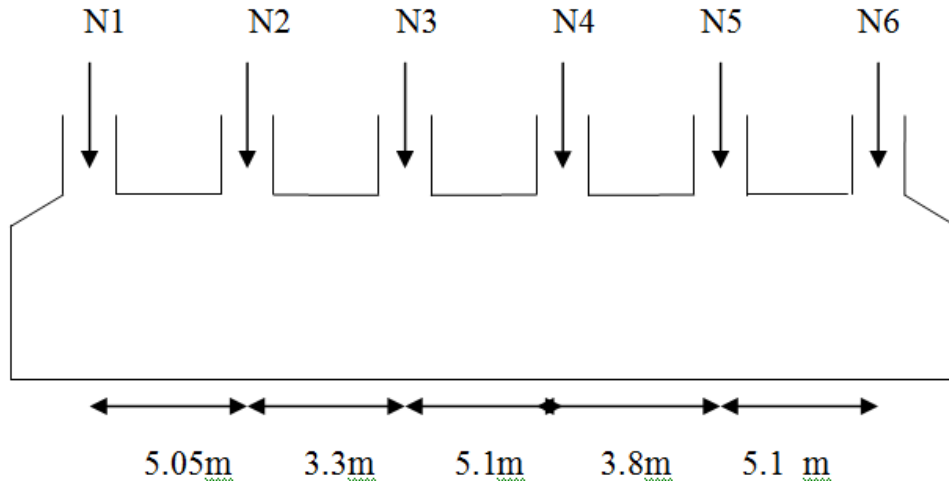


Figure VIII.1 : Semelle filante dans le sens x-x

$$\sum_{i=1}^5 N_i = 6256.3 \text{ KN}$$

$$\text{avec : } R = \sum N_i = 2044.54 \text{ KN}$$

$$L = 18.6$$

$$\frac{N}{B * L} < \overline{\delta_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\delta_{sol}} * L} = \Rightarrow B \geq \frac{6.2563}{0.15 * 18.6} = 2.24 \text{ m}$$

On opte pour $B = 2.5 \text{ m}$

▪ **Remarque**

Selon l'axe y-y, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (4m), d'où l'emploi des semelles filantes ne convient pas il y'aura un chevauchement donc on passe au radier nervuré.

3. Vérification de Radier général :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et en tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

3.1. Etude de radie

Dimensionnement

A-Condition de coffrage

- **Pour les nervures**

$$\frac{L \max}{9} \leq Ht \leq \frac{L \max}{6}$$

Avec ht est la hauteur de la nervure

.Lmax: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L \max = 525 - 60 = 465 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{465}{9} \leq Ht \leq \frac{465}{6}$$

$$51.66 \leq Ht \leq 77.5$$

$$Ht = 70 \text{ cm}$$

Pour la dalle

$$Ht \geq \frac{L \max}{20} \Rightarrow Ht \geq 23.5$$

Condition de rigidité :

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} \times Le \geq L \max$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} \quad Le : \text{ est la longueur élastique}$$

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol.

- 0.5 Kg/ cm^3 . très mauvais sol
- 4 Kg/ cm^3 sol moyen .
- 12 Kg/ cm^3 très bon sol

b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \max \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$Ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.25^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} = 0.77 \text{ m}$$

A partir des trois conditions précédentes on prend **ht=0.90m** pour les nervures du radier.

- **La surface du radier**

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 28811.63 \text{ KN}$$

$$Prad = \rho \times s \times hr$$

$$Prad = 0.4 \times 520.8 \times 25 = 5208 \text{ KN (Poids du radier)}$$

$$N_{ser} = 38957.83 + 5208 = 44165.83 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\delta_{sol}} \Rightarrow \frac{44165.83}{150} = 294.43 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 294.43 < S_{bat}$$

- **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } D = 50 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } S_r = S + D \times P = 520.8 + 0.5 \times 93.2 = 567.4 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 567.4 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier :

Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\sigma_b}$$

D' où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l' ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$N_u = 58691.72 \text{ KN}$$

$$S = 567.4 \text{ m}^2$$

$$\tau_u = \frac{58691.72 \times 10^{-3}}{567.4} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\sigma_b}$$

$$V_u = \frac{58691.72 \times 10^{-3}}{567.4} = 271.52 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{Vd \times \delta b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{271.32 \times 1.5}{0.07 \times 1 \times 25} = 0.232 \text{ m}$$

A partir de ces condition on opte pour :

-ht=90cm pour les nervures de radier.

-hr=40cm pour la dalle du radier.

4.Vérification de la poussée hydrostatique

P=F.H.S .γw

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 4.25 m

S : surface totale du radier = 567.4 m²

γw = 10 KN/m³ (poids volumique de l'eau)

N = 35842.43 ≥ 1.5×4.25×567.4×10 = 36171.75 KN.....La condition est vérifiée.

5.Vérification au poinçonnement

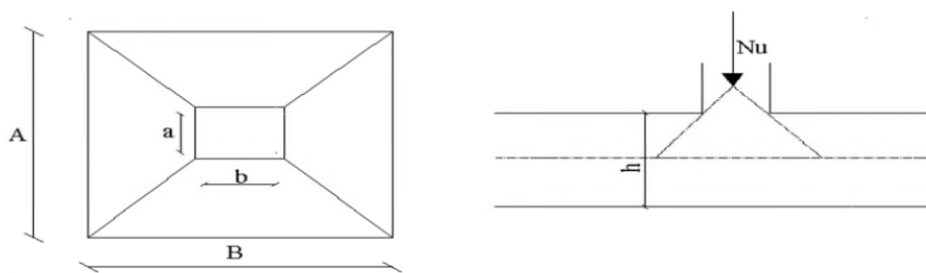


Figure VIII.2 : Schéma correspondant au poinçonnement

Selon le **BAEL 99(artiel A.5.2 ,41)**,il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette vérification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0.045 U_c h f_{cj} / \gamma_b$$

h: l'épaisseur du radier

N_d : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm²

$$A=B= a+ht =0.6+0.9 =1.5$$

$$U_c = 2 (A + B +2 hr) =9.6 \text{ m}$$

On trouve $U_c=9.6 \text{ m}$

$$N_u=2977.02 \text{ KN}$$

$$N_d=2.977 \text{ MN} \leq 0.045 \times 9.6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} =6.48 \text{ MN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

Donc $h_t=0.90 \text{ m}$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

6.Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier

$$I_x = \frac{ab^3}{12} \text{ avec } \begin{cases} a = 18.6\text{m} \\ b = 28 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_x = \frac{28 \times (18.6)^3}{12} = 15014.66 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{ba^3}{12} = \frac{18.6 \times (28)^3}{12} = 34025.6 \text{ m}^4$$

▪ Détermination de centre de gravité du radier

$$x = 14\text{m}$$

$$y = 9.3\text{m}$$

Sens xx :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{Mu}{I}(x, y)$$

N : l'effort normal du aux charge verticales.

M : moment sismique a la base.

$$I_x=15014.66 \text{ m}^4 \text{ et } XG=14\text{m}$$

$$I_y=34025.6 \text{ m}^4 \text{ et } YG=9.23 \text{ m}$$

$$M_x=5615.617\text{KN.m} ; M_y=14799 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser}= 58691.72 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{58691.72}{567.4} \pm \frac{5615.617 * 9.23}{15014.66}$$

$$\sigma_1 = \frac{58691.72}{567.4} + \frac{5615.617 * 9.23}{15014.66} = 0.099 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{58691.72}{567.4} - \frac{5615.617 * 9.23}{15014.66} = 0.106 MPa$$

$$\hat{\sigma}_m = \frac{3 \times 0.099 + 0.106}{4} = 0.10 > 0.15 MPa \quad \text{Donc la contrainte est vérifiée .}$$

7. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA 99/2003**. On doit vérifier que :

- $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
- **Sens xx** $e = \frac{5615.17}{58691.72} = 0.095m < \frac{28}{4} = 7m$
- **Sens yy** $e = \frac{14799}{58691.72} = 0.25m < \frac{18.6}{4} = 4.65m$

8. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a- Calcul des sollicitations :

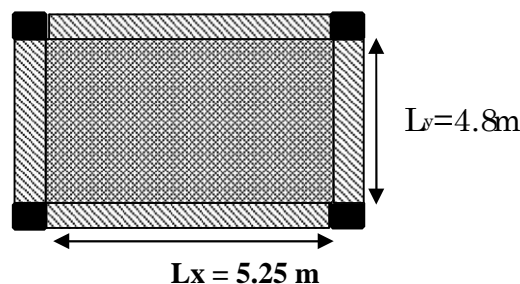


Figure VIII.3 : Dalle sur 04 appuis

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

$$q_u = \frac{58691.72}{567.4} = 103.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{58691.72}{567.4} = 103.43 \text{ KN/m}^2$$

N_u : est l'effort normal ultime ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{5.25}{4.8} = 1.09 > 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

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

b. Calcul de Ferrailage :

À l'ELU : ($v=0$)

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.8450 \dots \dots \dots (\text{Annexe II}).$$

$$M_{0x} = u_x q L_x^2 = 0.0428 \times 103.43 \times 5.25^2 = 122.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y M_{0x} = 103.10 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

En travées :

$$M_x^t = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_x^t = 103.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_y^t = 87.63 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -48.80 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.85) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

- **Condition de non fragilité :**

En travée :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et fe 400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 1.09) \times 100 \times 85 / 2 = 6.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 85 = 6.8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Tableau VIII.1 : Ferrailage du radier

localisa	Sens	M (KN.m)	Acalculé (cm2/ml)	Amin (cm2/ml)	Aopt (cm2/ml)	Chois des armatures	St (cm)
Travée	X-X	103.70	4.57	6.49	7.70	5HA14	20
	Y-Y	87.63	3.86	6.8	7.70	5HA14	20
Appuis	X-X	48.80	2.28	6.49	7.70	5HA14	20

9.Espacement des armatures :

Armatures // Lx : $St = 20\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armatures // Ly : $St = 20\text{cm} \leq \min(3h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

- **Vérification a l'ELU :**
 - **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$Vu = \frac{103.70 \times 5.25}{2} \times \frac{4.8^4}{5.25^4 + 4.8^4} = 111.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{111.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 0.13 \leq \bar{\tau} = 0.07 / \sigma_b \times f_c 28 = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification à l'ELS : ($v = 0.2$)

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.05 \\ \mu_y &= 0.8939 \dots\dots\dots \text{(annexe II)} \end{aligned}$$

$$N_{ser} = 38957.83 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{38957.83}{567.4} = 68.66 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = u_x \times q_s \times L_x^2 = 0.05 \times 68.66 \times 5.25^2 = 80.84 \text{ KNm}$$

$$M_{0y} = u_y M_{0x} = 0.8939 \times 80.84 = 72.26 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_x^t = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_x^t = 68.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_y^t = 61.42 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -32.33 \text{ KN.m}$$

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

En travée :

$$Y = \frac{1}{2} b y^2 + 15 A_s' (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$Y = 12.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (d-y)^2 + 15 A_s (y-c)^2 = 0$$

$$\Rightarrow I = 644533 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.74 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration de béton

▪ **Ferraillage des débords :**

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur dans le sens x-x soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 51.71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm}^2. \quad A_{min} = 8.31 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA14+2HA12=8.42cm²

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 103.43 \text{ KN.m}$

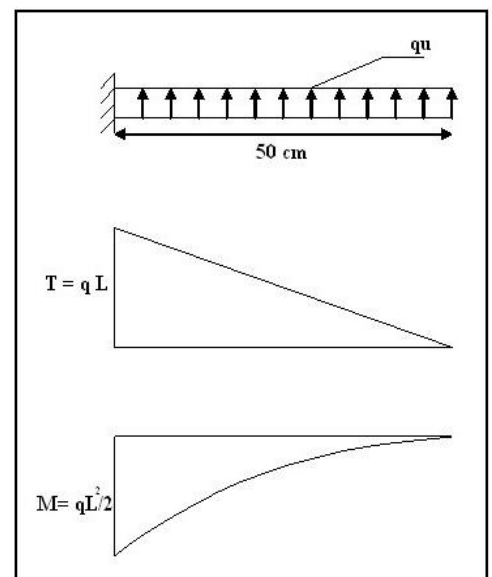
$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.121 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}$$

Le débord est assimilé à une console de 1.4m de longueur dans le sens y-y soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 101.36 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.06 \text{ cm}^2. \quad A_{min} = 8.31 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA14+2HA12=8.42cm²



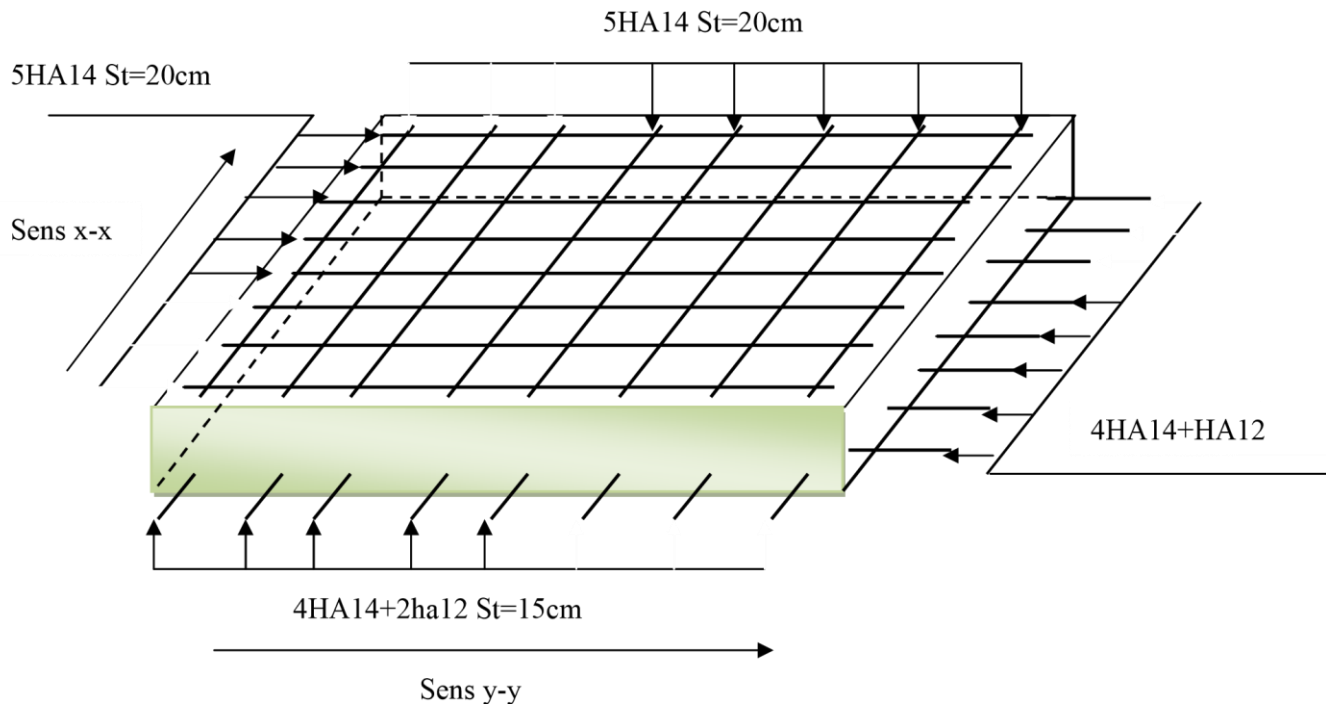


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage du radier

▪ **Ferrailage des nervures**

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle

Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

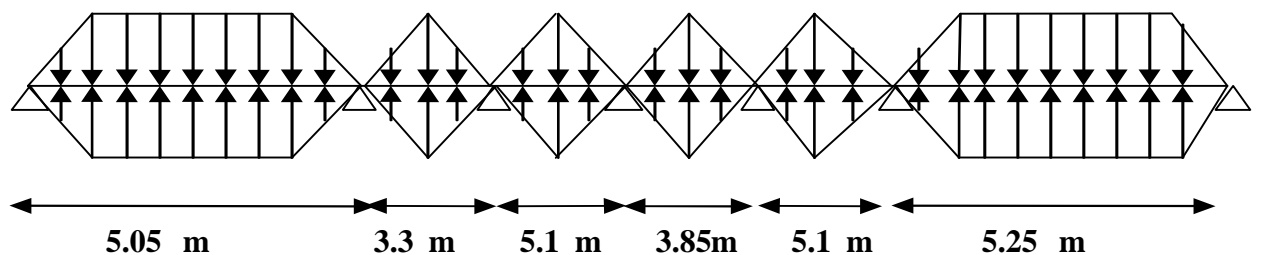


Figure VIII.5 : Chargement de la nervure intermédiaire

Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \cdot (l'_g)^3 + P_d \cdot (l'_d)^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' \Rightarrow \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$ Si c'est une travée de rive

Moments :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l-x) ;$$

$$M_0(x) = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \times l}\right) ;$$

Avec : M_g, M_d moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_a = 0.2 \frac{q \times Li^2}{8} = 65.94 \text{ KNm}$$

$$M_b = 150.37 \text{ KNm.}$$

$$M_c = 109.40 \text{ KNm .}$$

$$M_d = 115.55 \text{ KNm.}$$

$$M_e = 155.55 \text{ KNm .}$$

$$M_f = 194.11 \text{ KNm .}$$

$$M_g = 0.2 \frac{q \times Li^2}{8} = 71.26 \text{ KNm .}$$

Calcul des moments en travées et des efforts tranchants :

travée a-b : $0 < x < 5.05$:

$$M_w = 65.94 \text{ KNm .}$$

$$M_e = 150.37 \text{ KNm .}$$

$$M(x) = -51.71x^2 + 277.87x + 65.94$$

$$T(x) = -103.42x + 277.87 \quad \begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 277.84 \text{ KN} \\ x = 5.05 \rightarrow T(5.05) = -244.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.68 \text{ m}$$

$$M(2.68) = 439.22 \text{ KNm}$$

travée b-c: $0 < x < 3.3$:

$$M_w = \text{KNm} \quad . \quad M_e = 5.32 \text{ KNm} \quad .$$

$$M(x) = -51.71x^2 + 158.24x + 150.73$$

$$T(x) = -103.42x + 158.24 \quad \begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 158.24 \text{ KN} \\ x = 3.3 \rightarrow T(3.3) = -183.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 1.5 \text{ m}$$

$$M(1.5) = 311.88 \text{ KNm}$$

travée c-d: $0 < x < 5.10$:

$$M_w = 109.40 \text{ KNm} \quad . \quad M_e = 115.55 \text{ KNm} \quad .$$

$$M(x) = -51.71x^2 + 264.94x - 109.40$$

$$T(x) = -103.42x + 264.94 \quad \begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 264.94 \text{ KN} \\ x = 5.1 \rightarrow T(5.1) = -262.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 2.56 \text{ m}$$

$$M(2.56) = 472.60 \text{ KNm}$$

travée d-e: $0 < x < 3.85$:

$$M_w = 115.55 \text{ KNm} \quad . \quad M_e = 115.55 \text{ KNm} \quad .$$

$$M(x) = -51.71x^2 + 199.1x - 115.55$$

$$T(x) = -103.42x + 199.1 \quad \begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 199.11 \text{ KN} \\ x = 3.85 \rightarrow T(3.85) = -199.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad x = 1.92 \text{ m}$$

$$M(1.92) = 347.21 \text{ KNm}$$

travée e-f: $0 < x < 5.1$:

$M_w=115.5 \text{ KNm}$.

$M_e=194.11 \text{ KNm}$.

$M(x)=-51.71x^2+279.14x-115.55$

$T(x)=-103.43x+279.14$ $\begin{cases} x=0 \rightarrow T(0) = 297.14 \text{ KN} \\ x=5.1 \rightarrow T(5.1) = -248.34 \text{ KN} \end{cases}$

$T(x)=0 \quad x=2.69 \text{ m}$

$M(2.69) = 492.25 \text{ KNm}$

travée f-g : $0 < x < 5.25$:

$M_w=194.11 \text{ KNm}$

$M_e=71.26 \text{ KNm}$.

$M(x)=-51.71x^2+247.40x-194.11$

$T(x)=-103.43x+247.40$ $\begin{cases} x=0 \rightarrow T(0) = 247.40 \text{ KN} \\ x=5.25 \rightarrow T(5.25) = -295.60 \text{ KN} \end{cases}$

$T(x)=0 \quad x=2.39 \text{ m}$

$M(2.39) = 491.17 \text{ KNm}$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2: Sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal

Appuis	M appuis (KN.m)
A	65.94
B	150.37
C	109.40
D	115.55
E	115.55
F	194.11
G	71.26

Tableau VIII.3 : Sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal

Travée	L(m)	X(m)	Mt(KN.m)
a-b	5.05	2.68	-439.22
b-c	3.3	1.5	-311.88
c-d	5.1	2.56	-472.60
d-e	3.85	1.92	-347.21
e-f	5.1	2.69	-492.25
f-g	5.25	2.39	-491.17

Efforts tranchants :

Travée	L	T(x=0)	T(x=l)
a-b	5.05	277.87	-244.01
b-c	3.30	158.24	-183.04
c-d	5.10	264.94	-262.50
d-e	3.85	199.55	-199.55
e-f	5.10	297.24	-284.39
f-g	5.25	247.40	-295.60

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Résultats de ferrailage de la nervure

Sens	localisation	M	Acalculé	Amin	Aadopte	Nbr de barre
x-x	travée	491.25	41.0	17.86	49.09	10HA25
y-y	appuis	194.11	10.8		12.06	6HA16

Schéma de ferrailage

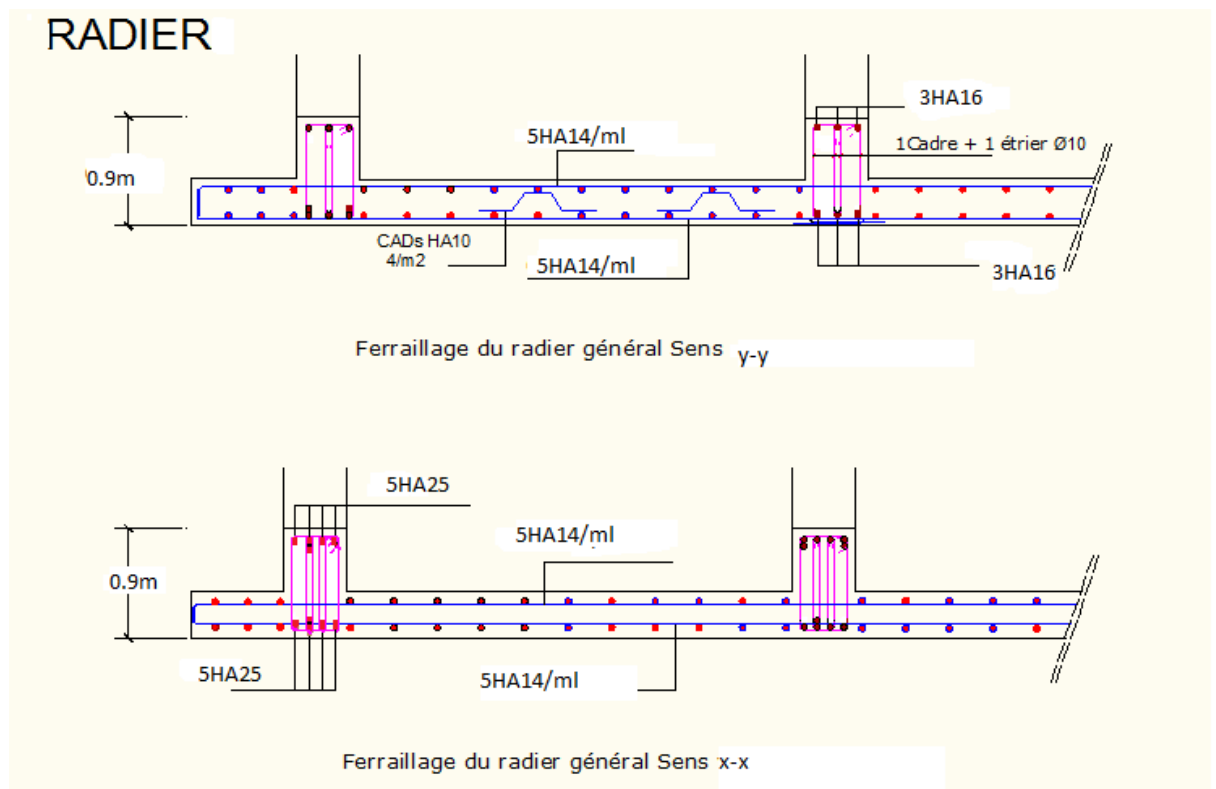


Figure VIII.6 : schéma de ferrailage de radier générale

ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

I.Introduction :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99 /2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de **15 cm**.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.1%** de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

II. Dimensions de voile périphérique

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

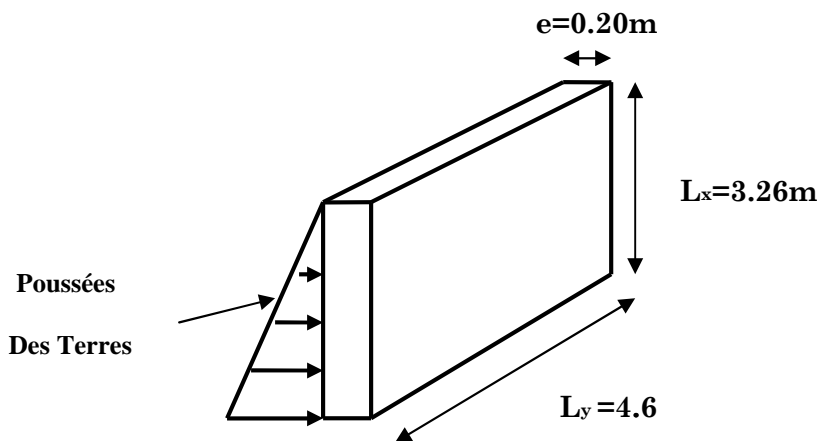


Figure VIII.7 : Voile périphérique

II.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

L'angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

La cohésion : $C = 0$ bar

Poids volumique des terres humide: $\gamma = 1.8$ t/m²

II.2. Calcul des contraintes

a) **Poussée des terres :**

$$P = \gamma h K_a$$

K_a : coefficient de poussée horizontale

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - (\varphi/2) \right) = 0.33$$

$$P_1 = 18 \times 3.26 \times 0.33 = 19.56 \text{ KN/m}^2$$

b) **Charge due à la surcharge :**

$$P_2 = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - (\varphi/2) \right) = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - (30/2) \right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

II.3. Ferrailage du voile :

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre(04) appuis.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 P_1 + 1.5 P_2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times 19.56 + 1.5 \times 3.33 = 31.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 P_2 = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

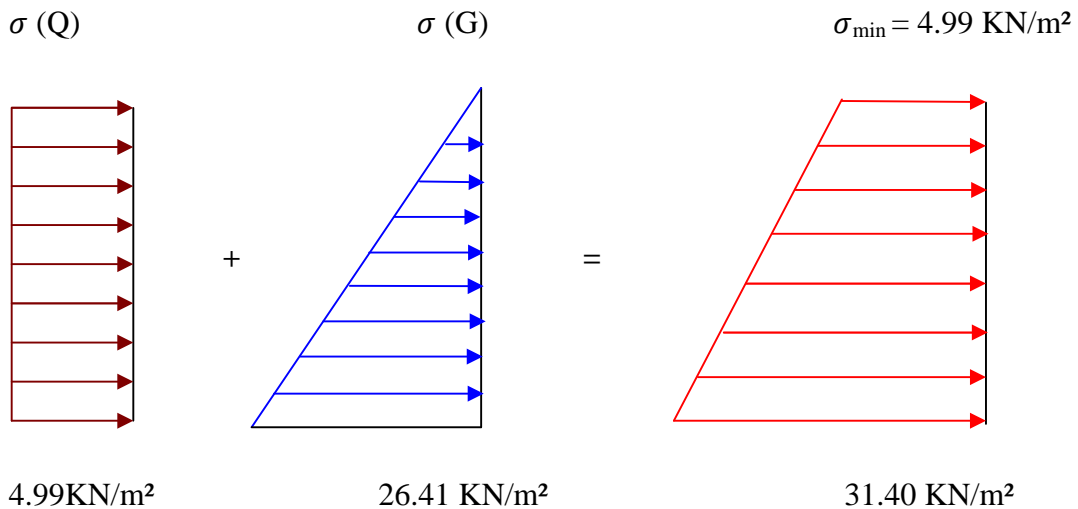


Figure VIII.8 : Diagramme des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 31.40 + 4.99}{4} = 24.80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24.80 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dans les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.26 \text{ m}; L_y = 4.6 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

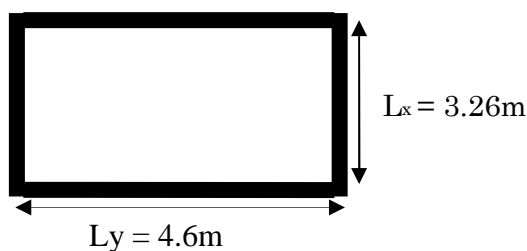


Figure VIII.9 : Le panneau le plus sollicité

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.26}{4.6} = 0.71 < 1$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens.

$$* M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 \Rightarrow M_{0x} = 0,0671 \times 24,80 \times 3,26^2 = 17,69 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,4471 \Rightarrow M_{0y} = 0,4471 \times 17,69 = 7,91 \text{ kNm} \end{cases}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 17,69 = 15,04 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,91 = 6,72 \text{ kNm}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= - 0,4xM_{0x}=- 0,4x 40.63 = -7,08kNm$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec : Amin = 0.1% b x h..... condition exigée par le RPA

Tableau VIII.5 : Tableau de ferrailage du voile

localisation	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cm ²	Amin Cm ²	As Cm ²	Aadopté (cm ² /ml)
Travée	x-x	15.04	0.033	0.042	0.177	2.44	2.17	12.32	8HA14
	y-y	6.72	0.015	0.019	0.179	1.08	2.17	5.65	5HA12
Appuis	x-x	7.08	0.015	0.019	0.179	1.14	2.17	5.65	5HA12

II.4. Espacement des armatures :

Armatures//Lx :St = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm on adopte : St = 20 cm

Armatures // Ly : St = Min(4h; 45cm) = 45cm on adopte : St = 20 cm

III.1. Vérification :

A L'ELU :

Condition de non fragilité :

En travée :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.832cm^2/ml \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,71 \end{cases}$$

➤ Sens L_x :

Sur appuis : $A_x=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.832 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=12,32\text{cm}^2/\text{ml} > 1.832 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_y :**

Sur appuis : $A_y=5.65\text{cm}^2/\text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=5,65\text{cm}^2/\text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2$ vérifiée

III.2.Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24.80 \times 3.26 \times 4.6^4}{2 \times 3.26^4 + 4.6^4} = 32,28\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{32,28 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0,18\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \dots\dots\dots (\text{Annexe II}) \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q$$

$$\sigma_{\max} = 19.56 + 3.33 = 22.89\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 22.89 + 3.33}{4} = 18.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 18.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0731 \Rightarrow M_{0x} = 0,0731 \times 18 \times 3,26^2 = 13,98 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,5940 \Rightarrow M_{0y} = 0,5940 \times 13,98 = 8,31 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 13,98 = 11,88 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,31 = 7,06 \text{ kNm}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -0,4 \times 13,98 = -5,59 \text{ kNm}$$

III.3.Vérification des contraintes :

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes

localisation	sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ = 201.63
Travée	x-x	11.88	6.52	33593.79	2.31	cv	60.90	cv
	y-y	7.06	4.74	18451.27	1.81		76.11	
Appuis	x-x	5.59	4.74	18451.27	1.44		60.26	

Schéma de ferrailage

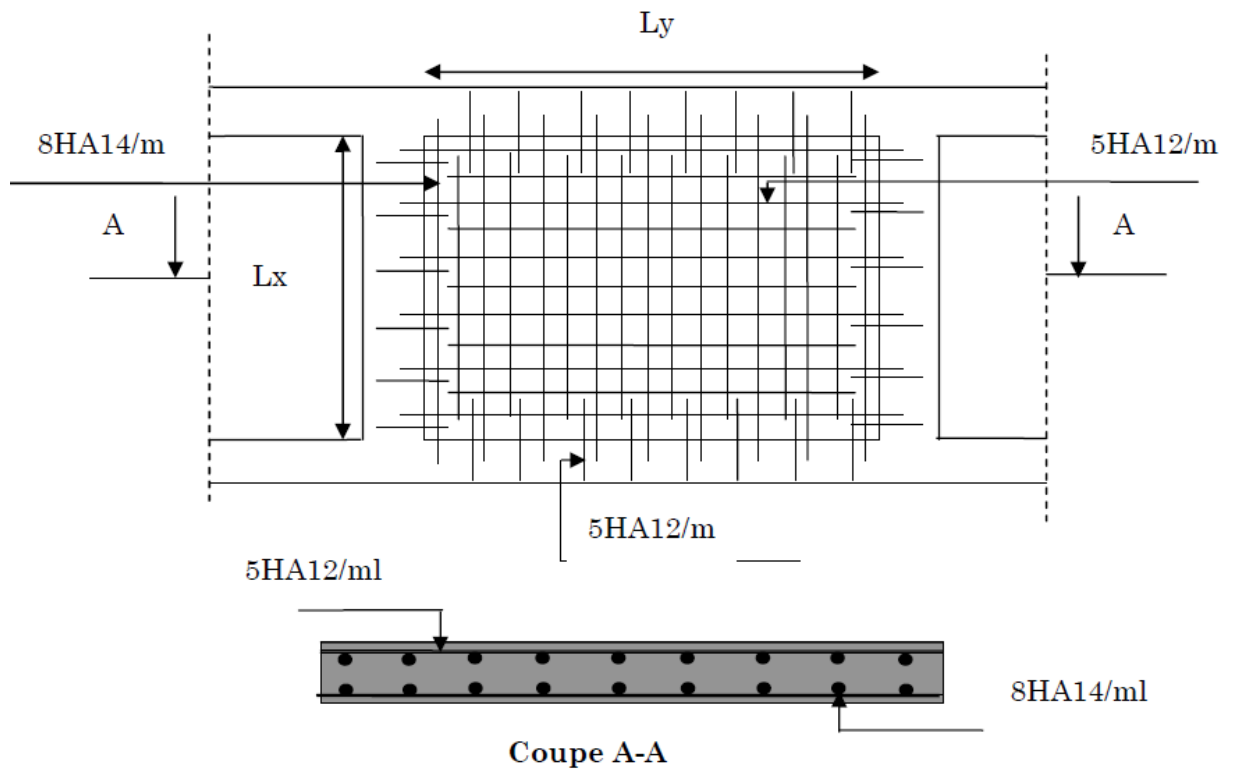


Figure VIII.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion général

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Les modèles numériques doivent être fideles au comportement réel de la structure et ceux en introduisant tout les éléments de la structure sans en oublier un car la rigidité du modèle en dépend.
- Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs optimales des efforts par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .
- La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique

des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

- Le traitement de sol par les colonnes ballastées à influencé directement sur le choix de radier comme type de fondation, le but étant d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.



BIBLIOGRAPHIQUES



📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.

📖 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

📖 Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).

📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

les mémoires de fin d'étude :

📖 *Etude d'une tour (R+11) de forme irrégulier*

📖 *Etude d'un Bâtiment R+9 +entresol+s.sol à usage multiple contreventé par un système mixte « voiles portiques ».*

📖 Autres mémoire consultés.

Outils informatiques

✦ Logiciel AUTOCAD

✦ Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Annexes

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULEE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 2

$$p = 0,9$$

$\frac{z}{l}$ $\frac{y}{l}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	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
Valeurs de M_2	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	0,090	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

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33