



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



FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE PREPARE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION
Structures

THEME :

Etude d'un bâtiment(R + 9+2 sous-sols) avec prise en compte de l'interaction sol structure.

Présenté par :
Alem Houria.
Sadaoui Smail.

Encadré par : Boumaiza Malika.

Soutenu le jeudi 14/07/2016

Devant le jury :

Présidente :

Sadika Mohamadi

Examinatrices :

Ait Ahmed Fatiha

Rouabah Aicha

2015/2016

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université d'Akli Mohand Oulhadj Bouira.

Tout d'abord, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la force et le courage d'achever cette réalisation.

Au terme de notre formation en général et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier, notre promotrice Mme : **Boumaiza** pour son aide et son soutien scientifique et moral.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil de l'université de Bouira.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicace

A ma très chère mère Malika

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour
Exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as*

Cessé de me donner depuis ma naissance

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond
Amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et*

T'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon Père Cherif

Symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience

A mon très cher fiancé Smail

A mon très cher frère Ghani

A mes sœurs Hassiba et Wissem

Mes très chères amies Fati, Meriem, Mimi Laila, Ryme, Wassila.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A toute la Promotion 2016

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

La personne qui a veillé des nuits à prier pour moi,

Une personne très chère à mon cœur ma mère Fatima

Ma sincère reconnaissance à mon père Ahmed qui ma aidé

Soutenu et encouragé durant mes études.

Ma très chère fiancée : Houria

mes très chères sœurs : Fatima, Soumia ,Nadjet et Hadjer

*mes neveux et mes nièces : Anfel, Amina, Yacine, Islam et
Kaouther*

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

Et enfin je dédie à toutes les personnes qui m'aiment et qui j'aime.

A toute la Promotion 2016

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I. Introduction générale	1
I.1Présentation de l'ouvrage :	1
I.2 Choix d'une structure :	1
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	1
I.4 Caractéristiques géotechnique du sol :	4
I.5 Les éléments d'une construction :	4
I. 6 Les charges:	4
I.7 Conception de la structure:	5
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.9 Combinaison de calcul	9
I.10 Les règlements utilisent	9
I.11 Les logiciels utilisent :	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II. Introduction :	11
II.1Pré dimensionnement des éléments résistants	11
II.1.1. Pré dimensionnement des planchers :	11
II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :	16
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :	16
II.2.2 Pré dimensionnement des poteaux :	19
II.3 Pré dimensionnement des escaliers :	27
II. 4 .Pré dimensionnement des voiles :	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction :-----	31
III.2 Calcul des planchers :-----	31
III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :-----	31
III.2.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :-----	31
III.2.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles :-----	32
III.2.2 Etude de la poutrelle :-----	32
III.2.3 Calcul des armatures :-----	42
III.3.Calcul du balcon-----	50
III.3.1 Evaluation des actions :-----	50
III.3.2 Calcul des sollicitations :-----	50
III.3.3 Les moments et les efforts tranchants :-----	51

III.3.4 Calcul du ferrailage :-----	53
III.3.5 Les vérifications :-----	53
III.4 Calcul des escaliers :-----	55
III.4.1 Composition des escaliers :-----	56
III.4.2 Type des escaliers :-----	56
III.4.2 Type des escaliers :-----	57
III.4.3 Evaluation des actions :-----	58
III.4.4 Ferrailage :-----	64
III.4.5. Les vérifications :-----	66
III.5 Pré dimensionnement de la poutre palière-----	72
III.6 Calcul de L'acrotère :-----	77
III.6.1 Schéma statique :-----	77
III.6.2 Calcul des sollicitations :-----	78
III.6.3 Calcul des armatures à l'ELU :-----	79
III.6.4 Les vérification :-----	81
III.7. Etude de la dalle pleine de la salle machine :-----	82
III.7.1 Dimensionnement :-----	83
III.7.2 Calcul des sollicitations à L'ELU-----	84
III.7.3 Calcul des sollicitations à L'ELS-----	84
III.7.4 Evaluation des moments M_{x2} , M_{y2} système de levage :-----	85
III.7.5 Ferrailage-----	86
III.7.6 Les vérifications :-----	86
Chapitre IV : Etude dynamique .	
IV.1. Introduction :-----	89
IV.2. L'étude dynamique :-----	89
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :-----	89
IV.2.2. Modélisation de la structure étudiée :-----	89
IV.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :-----	92
IV.3. L'étude sismique:-----	102
IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul :-----	102
IV.3.2 Vérification des exigences de RPA 2003 :-----	111
IV.3.3 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :-----	112
IV.3.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/2003.Art 5.9) :-----	114
IV.3.5 Vérification de l'effort normal réduit :-----	116
IV.3.6 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:-----	117

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction :-----	118
V.2. Ferrailage des poteaux :-----	118
V.2.1 Combinaisons des charges : -----	119
V.2.2 Armatures longitudinales :-----	119
V.2.3 Exemple de calcul :-----	120
V.2.4.Vérifications diverses :-----	125
V.3 Ferrailage des poutres :-----	130
V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003 :-----	130
V.3.2 Exemple d'application :-----	131
V.3.3.Vérification nécessaire pour les poutres :-----	136
V.4. Ferrailage des voiles :-----	142
V.4.1. Les combinaisons d'action :-----	142
VI.4.2. Recommandations de RPA :-----	142
V.4.3. Ferrailage des voiles :-----	144
V.4. Les Vérification :-----	145
VI.5. Conclusion de ferrailage :-----	148

Chapitre VI : Etude de L'infra structure .

VI.1. Introduction :.....	152
VI.2. Etude de sol :.....	152
VI.3. Choix du type de fondation :.....	152
VI.3.1. Dimensionnement de la semelle :.....	153
VI.4. Etude du radier général :.....	153
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :.....	153
VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier :.....	154
VI.4.3. Vérifications :.....	155
VI.4.3.1 Vérification du renversement :.....	155
VI.4.3.2 Vérification au poinçonnement 156	156
VI.4.3.3. Vérification au cisaillement :.....	157
VI.4.3.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :.....	158
VI.4.3.5. Surface minimale du radier :.....	158
VI.4.3.6. Vérification selon le RPA :.....	158
VI.4.3.7.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :.....	159
VI.4.4. Ferrailage des panneaux du radier :.....	160
VI.4.4.1 Calcul des sollicitations :.....	160
VI.4.4.2 Calcul du ferrailage :.....	161

VI.4.4. 3 Vérification de la continuité des moments :	163
VI.4.5. Ferrailage du débord du radier :	164
VI.5. Etude de voile périphérique	165
VI.5.1. Introduction :	165
VI.5.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2).....	165
VI.5.3. Dimensionnement :	166
VI.5.4. Détermination des sollicitations :	166
VI.5.5. Méthode de calcul	167
VI.5.5.1. Contrainte totale :	167
VI.5.6. Ferrailage du voile.....	168
VI.5.6.1 Ferrailage minimal:	168
VI.5.5.2. Evaluation des moments :	168
VI.5.6.3. Calcul des armatures :	169
VI.5.7. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU	169
VI.5.7.1. Calcul de l'effort tranchant :	169
VI.5.7.2. Armatures transversales :	170
VI.5.8. Vérification des contraintes à l'ELS :	170

chapitre VII : Etude de L'interaction sol structure

VII.1 Introduction :	171
VII.2 Formulation d'un problème d'interaction sol –structure :	171
VII.3 Méthodes d'interaction sol-structure :	171
VII.4 Les méthodes de prise en compte de l'I.S.S :	173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Charge permanente de plancher terrasse. _____	12
Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant. _____	13
Tableau II.3 : Charge permanente de maçonnerie (mur extérieur). _____	14
Tableau II.4 : Charge permanente de maçonnerie (mur intérieure). _____	14
Tableau II.5 : Charge permanente de maçonnerie (garde-corps). _____	14
Tableau II.6 : Charge permanente de la dalle pleine. _____	16
Tableau II.7 : Calcul de poteau central. _____	22
Tableau II. 8: Calcul de poteau d'angle. _____	23
Tableau II.9 : Calcul de poteau rive. _____	24
Tableau II .10 : Charge permanente de palier. _____	28
Tableau II .11 : Charge permanente de paillasse. _____	28
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutrelle. -----	33
Tableau III.2 : Rapport des charges -----	37
Tableau III.3 : Les moments fléchissant à L'ELU. -----	37
Tableau III.4 : Les efforts tranchants à L'ELU -----	38
Tableau III.5 : Les moments fléchissant à L'ELS -----	39
Tableau III.6 : des efforts tranchants à L'ELS. -----	39
Tableau III.7 : Vérification des contraintes de compression dans le béton -----	46
Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans l'acier -----	46
Tableau III.9 : Les moments max dans les quatre types d'escaliers -----	64
Tableau III.10: Les armatures de répartition d'escaliers (type 01 et 02) -----	66
Tableau III.11: Les armatures de répartition d'escaliers type (03 et 04) -----	66
Tableau III.12: Vérification des contraintes dans l'acier et de béton -----	67
Tableau III.13 : Pré dimensionnement du la poutre palière -----	72
Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle pleine du la dalle plein de la salle machine. -----	87
Tableau IV .1 : Centre de masse et Centre de rigidité. -----	95
Tableau IV.2 : Coefficient de Participation massique. -----	96
Tableau IV .3 : Centre de masse et Centre de rigidité. -----	99
Tableau IV.4 : Coefficient de Participation massique. -----	100
Tableau IV.5: Valeurs des pénalités. -----	106
Tableau IV. 6 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales -----	108
Tableau IV.7 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales -----	108

Tableau IV.8: Valeurs du rapport (r).-----	109
Tableau IV.9: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). -----	110
Tableau V.10 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversale). -----	111
Tableau IV.11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.-----	112
Tableau IV.12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY -----	113
Tableau IV.13 : Distribution de la résultante des forces sismiques. -----	114
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'XX'-----	115
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'YY'. -----	116
Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit. -----	117
Tableau V.1 : Valeurs des contraintes. -----	119
Tableau V.2 : Ferrailage longitudinal des Poteaux à l'ELU. -----	123
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux à L'ELA. -----	123
Tableau V.4 : Armature transversal (Zone courante). -----	126
Tableau V.5 : Armature transversal (Zone nodale).-----	126
Tableau V.6 : Vérification des contraintes de béton. -----	128
Tableau V.7 : Vérification des contraintes d'acier. -----	128
Tableau V.8 : Vérification de l'effort normal ultime.-----	129
Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres principales. -----	132
Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires. -----	133
Tableau V.11 : Vérification de contrainte d'adhérence. -----	137
Tableau V.12 : Vérification des contraintes du béton.-----	138
Tableau V.13 : Vérification des contraintes des aciers. -----	138
Tableau V.14: Ferrailage et vérification de voile 3.5 m. -----	149
Tableau V.15: Ferrailage et vérification de voile 5 m. -----	150
Tableau V.16: Ferrailage et vérification de voile 6 m. -----	151
Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement.	155
Tableau VI.2 : Vérification du renversement selon RPA.	159
Tableau VI.3: Vérification des contraintes.	159
Tableau VI.4 : Moment longitudinal et transversal.	161
Tableau VI.5: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.	162
Tableau VI.6 : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.	162
Tableau VI.7: Vérification de la continuité des moments	163
Tableau VI.8: Moment longitudinal et transversal.	168
Tableau VI.9: Ferrailage du voile à l'ELU	169
Tableau VI.10: Ferrailage du voile à l'ELS.	169

Tableau VI.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	170
Tableau VII.1 coefficient d'amortissement et de raideur	176
Tableau VII.2 : Coefficient réducteur en fonction de l'accélération	177
Tableau VII.3 : vitesse des ondes sismiques de cisaillement/densité.....	178
Tableau VII.4 : densité des différents types de sable	178
Tableau VII.5 : calcul des raideurs.....	179
Tableau VII.6 : calcul des raideurs.....	180
Tableau VII.7 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	180
Tableau VII.8 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversale)	180
Tableau VII.9 : Comparaison de la période fondamentale.	181
Tableau VII 10: Comparaison de la résultante de l'effort tranchant à la base.....	181
Tableau VII.11 : Comparaison de la résultante de l'effort sismique.....	181

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : vue en élévation.	2
Figure I.2 : Vue en plan en étage courant.	3
Figure I.3 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU	7
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformation du l'acier à l'ELU	8
Figure II.1 : coupe d'un plancher à corps creux.	11
Figure II.2 : coupe d'un plancher terrasse inaccessible	12
Figure II.3 : Coupe d'un plancher à corps creux.	13
Figure .II 4 : Coupe verticale de mur extérieure	13
Figure .II 5 : Coupe verticale de l'acrotère.	15
Figure .II .6 : Schéma des poutrelles.	18
Figure II.7 : Dimensions adoptées des poutrelles.	19
Figure II.8 : La loi de dégression des charges.	21
Figure II.9 : Surface d'influence du poteau central.	22
Figure II.10 : Surface d'influence du poteau d'angle .	23
Figure II. 11 : Surface d'influence du poteau rive.	24
Figure II. 12 : Coupes de voiles en élévation.	29
Figure III.1 : Treillis soudés (150x150)	32
Figure III.2 : Dimensions de la poutrelle	33
Figure III.3: Schéma statique du plancher .	35
Figure III.4 : Schéma statique de plancher à l'ELU	37
Figure III.5 : Schéma statique de plancher à l'ELS	38
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m) à L'ELU	40
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.	40
Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS	41
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	41
Figure III.10: ferrailage du plancher.	44
Figure III.11: Schéma statique des balcons	51
Figure III.12: Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELU	52
Figure III.13: Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELS	52
Figure III.14: Schéma de ferrailage de balcon.	55
Figure III.15 : schéma statique des escaliers.	57
Figure III.16: Le schéma statique à L'ELU	58
Figure III.17: Le schéma statique à L'ELS	59
Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	62

Figure III.19: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS -----	63
Figure III.20: schéma de ferrailage des escaliers. -----	71
Figure III.21 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à L'ELU. -----	73
Figure III.22 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à L'ELS. -----	73
Figure III.23 : schéma de ferrailage de la poutre palière -----	77
Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère. -----	77
Figure III.25 : Schéma du ferrailage de L'acrotère-----	82
Figure III.26 : Répartition de la charge localisée sur la dalle -----	83
Figure III.27 : schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine -----	88
Figure IV.1 : La Vue en 3 D. -----	91
Figure IV.2 : disposition des voiles. -----	95
FigureIV.3: Premier mode de vibration. -----	97
FigureIV.4: deuxième mode de vibration.-----	97
FigureIV.5: troisième mode de vibration. -----	98
Figure IV.6 : Vue en plan et disposition des voiles. -----	98
FigureIV.7: premier mode de vibration. -----	101
FigureIV.8: deuxième mode de vibration.-----	101
FigureIV.9: troisième mode de vibration. -----	102
Figure IV.10 : Spectre de réponse de calcul. -----	105
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux. -----	130
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales . -----	140
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires. -----	141
Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.-----	143
Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges	156
Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges	156
Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité -----	160
Figure VI.4 : Ferrailage du voile périphérique	170
Figure VII.1 : Représentation schématique d'un calcul interaction sol-structure méthode globale.....	172
Figure VII.2 : Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure.....	174

Liste des notations :

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limites de service.

N_u : Effort normal pondéré à l'état limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, dont elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par le choix de construction verticale à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui nifient convenablement la structure.

La conception du bâtiment en zone sismique est généralement menée avec l'hypothèse d'encastrement à la base. Cette hypothèse néglige la flexibilité du sol qui induit une augmentation de la période fondamentale de la structure. En conséquence, l'interaction sol-structure (ISS) peut avoir un effet nuisible sur la réponse de la structure et la simplification de l'effet de l'ISS dans les codes sismiques peut conduire à une mauvaise conception des structures.

Ce mémoire est constitué de 7 chapitres :

- Le premier chapitre, consiste à la présentation complète de l'ouvrage, ainsi que les règlements et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments secondaires et principaux et la descente de charge.
- Le troisième chapitre a été consacré pour l'étude des éléments secondaires (ferraillage, vérifications des flèches...),
- Le quatrième chapitre l'étude dynamique de bâtiments, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le cinquième chapitre est le calcul de ferraillages des éléments structuraux, basé sur les résultats du logiciel ETABS.
- Le sixième chapitre l'étude des fondations.
- Le septième chapitre est l'exposition du problème d'interaction sol structure suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I. Introduction**I.1 Présentation de l'ouvrage :**

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

On a étudié un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+9+2 sous-sols) Contreventé par voile, implanté à Oued Lberdi Wilaya de Bouira.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) cet ouvrage est classé selon sa destination ; situé en zone de moyenne sismicité (II a) dans le groupe d'usage 2 .

I.2 Le Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Hauteur d'étage courant : h_{ec}

Hauteur d'étage service : h_e

Hauteur de RDC : h_{rdc}

Hauteur de sous-sol 1 : h_1

Hauteur de sous-sol 2 : h_2

Hauteur totale de bâtiment : H

Cage d'escaliers : S_1

Cage d'ascenseur : S_2

Largeur du bâtiment : B

Longueur du bâtiment : L

$h_{ec}(m)$	$h_e(m)$	$h_{rdc}(m)$	$h_1(m)$	$h_2(m)$	$H(m)$	$S_1(m^2)$	$S_2(m^2)$	$B(m)$	$L(m)$
3.23	3.57	3.57	4.08	3.57	37.40	21	9.1	24.5	26.73



Figure I.1 : façade principal

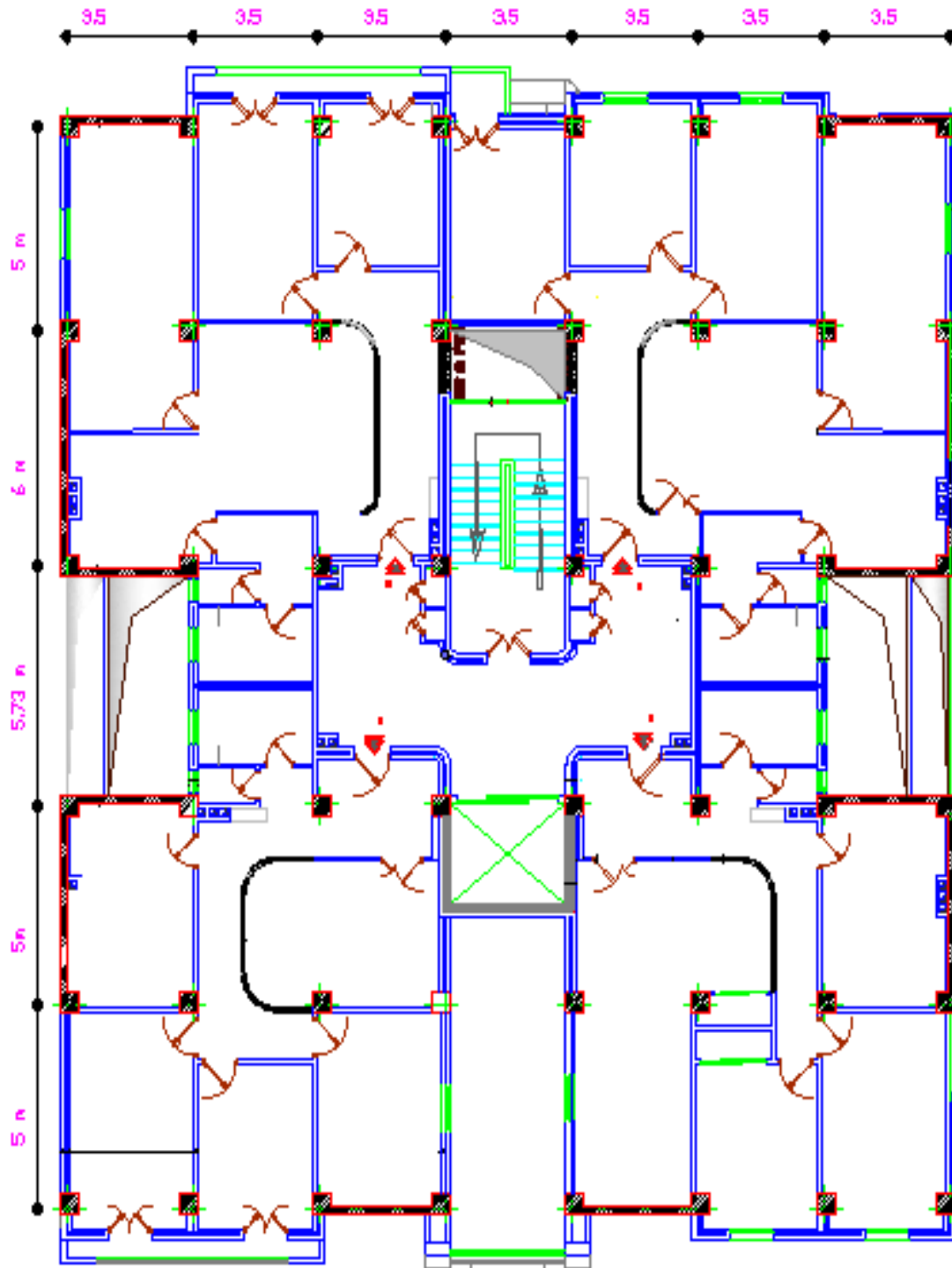


Figure I.2 : Vue en plan en étage courant.

I.4 Caractéristiques géotechnique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,6$ bars pour un ancrage $D = 8.63\text{m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 23^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.5 Les éléments de la Construction :

Les principaux éléments de la construction comprennent sont :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.

I. 6 Les charges:

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.7 Conception de la structure:**a) Planchers :**

Nous avons utilisé deux type de plancher ; plancher dalle pleine et plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

b) Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

c) Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre Les étages. Ils sont construits en B.A.

d) Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un seul ascenseur.

e) Maçonnerie :

Elles se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (20 x 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

f) Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

g) Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

h) Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**a) Le Béton :**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement de la roche, composé des granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a.1) Composition du béton :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

a.2) Résistance caractéristique :

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 25$ MPa « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa.

a.3) Module de déformation longitudinale du béton :

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195$ Mpa.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9$ Mpa.

a.4) Contrainte de calcul de béton comprimé :**1. Etat limite ultime « E.L.U » :**

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si } : 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\varepsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

θ : Coefficient d'application (voir tableau ci-dessous).

θ	Durée d'application
1	> 24 h
0.9	1 ≤ durée ≤ 24 h
0.85	< 1 h

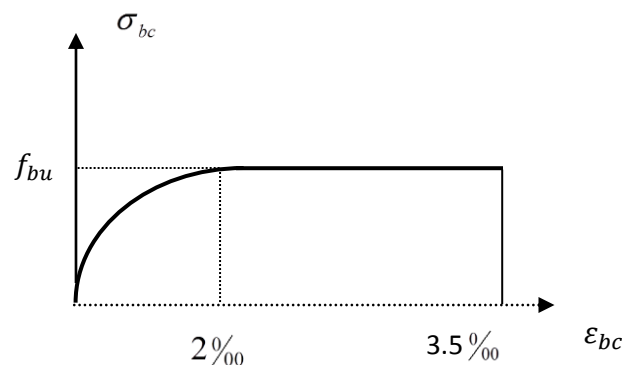


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

2. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

b) Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

-Barres à haute adhérence \Rightarrow FeE400

-Treillis soudé de diamètre 4 à haute adhérence \Rightarrow FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

1. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

$$\varepsilon_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739\text{‰}$$

$$\text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_L \longrightarrow \sigma_s = \varepsilon_s \times E_s$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

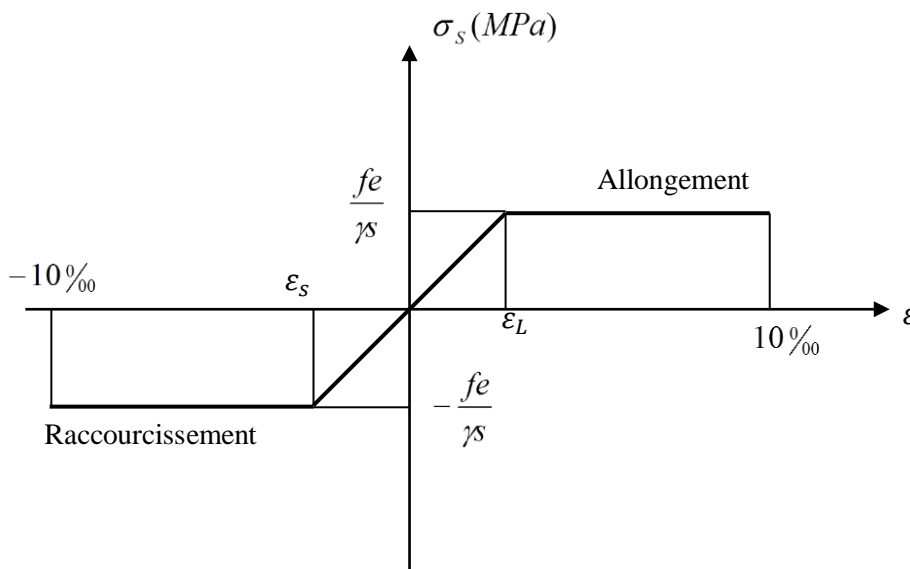


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformation du l'acier à l'ELU.

2. Etat Limite Service (E.L.S)

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.9 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « **E.L.U** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P_2 = G + Q \pm E.$$

$$P_3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P_4 = 0,8 G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service:

$$P_5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.10 Les règlements utilisés :

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R

I.11 Les logiciels utilisés :

- ETABS
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- AUTOCAD 2015 : Pour les dessins des plans.
- RDM 6

II

Chapitre

Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction :

Dans le présent chapitre le Pré dimensionnement des éléments de la structure est fait suivant: RPA99, BAEL91 et on utilisant DTR BC 22

II.1 Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les plancher ont comme fonction principale de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La détermination de la charge d'exploitation Q se fait suivant l'usage de l'étage :

- Terrasse non accessible : $Q = 1.00\text{KN/m}^2$
- Plancher étage habitation : $Q = 1.500\text{KN/m}^2$
- Plancher service : $Q = 2.500\text{KN/m}^2$

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers : plancher corps creux et planchers dalle pleine.

Plancher à corps creux (Figure II.1)

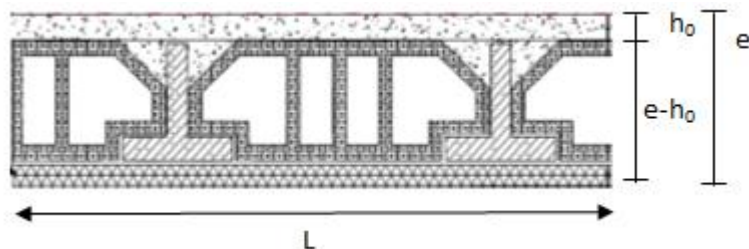


Figure II.1 : coupe d'un plancher à corps creux.

- e : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

a) Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le RPA2003 ;

- **Condition de coupe-feu :**

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu .

- **Condition acoustique :**

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- **Condition de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{\min(L_{x\max}; L_{y\max})}{22.5} = \frac{3.5}{22.5} = 0.15\text{m}$$

Avec : e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

On opte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

a.1 Plancher Terrasse :

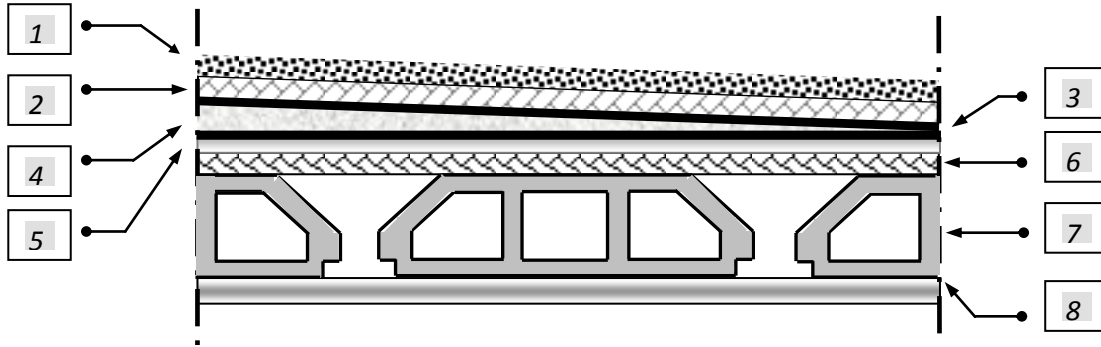


Figure II.2 : coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : charge permanente de plancher terrasse.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	12	0,24
3-Papier kraft	2feuilles	/	0.50
4-Forme de pente	0.08	22	1.76
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Par vapeur	0.01	1	0.01
7-Plancher corps creux	16+4	/	2.8
8-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G TOTAL :			6.52 (KN/m²)

a.2 Plancher étage courant :

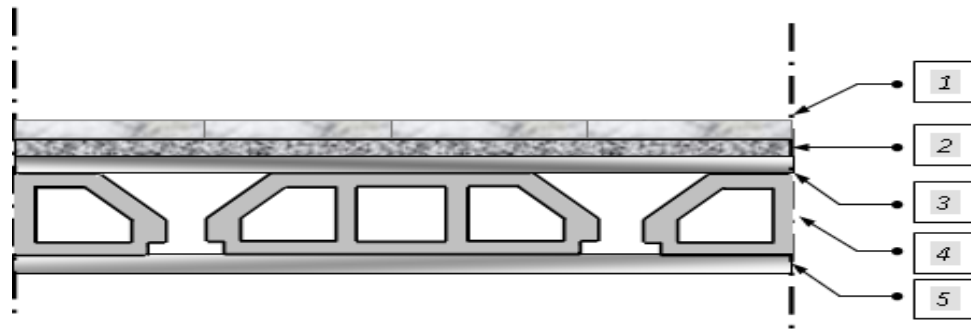


Figure II.3 : Coupe d'un plancher à corps creux.

Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Charpe de ciment	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Plancher en corps creux	16 + 4	/	2.80
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de répartition	0.10	/	1
G total :			5.16

b) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm

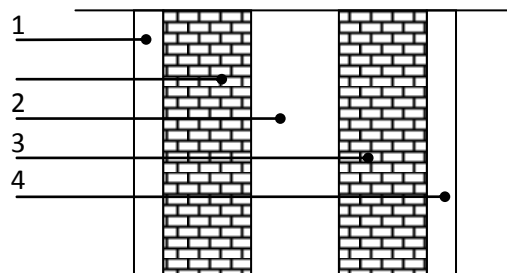


Figure .II 4 : Coupe verticale de mur extérieure.

Tableau II.3 : Charge permanente de maçonnerie (mur extérieur).

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse extérieur	0.01	/	0.90
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total :			2.40

c) Mur intérieure

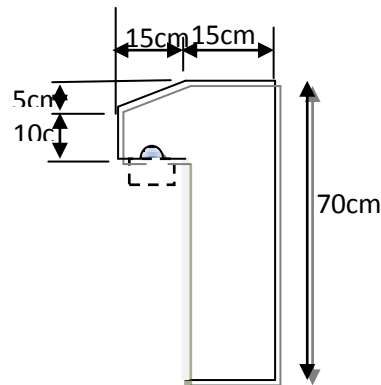
Tableau II.4 : Charge permanente de maçonnerie (mur intérieure).

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Revêtement en plâtre	0.02	10	0.2
G total :	1.30		

d) Garde-corps :

Tableau II.5 : Charge permanente de maçonnerie (garde-corps).

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
G total :	1.70		

e) Acrotère:

Figure .II 5 : Coupe verticale de l'acrotère.
Charges permanentes :

$$S = (0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.025) + (0.1 \times 0.15) = 0.123\text{m}^2$$

$$G = (s \times \rho) = 0.123 \times 25 = 3.075\text{KN/ml}$$

$$G=3,075(\text{KN/ml})$$

Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1 (\text{KN/ml})$$

f) Plancher dalle pleine :
1^{ier} type de dalle pleine (sur 2 appuis) :

Largeur : 1,45 m

Longueur : 3.50 m

$$e_p < L/10 = 145/10 = 14.5 \text{ cm}$$

e_p doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / version 2003).

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

2^{ème} type de dalle pleine (sur 4 appuis) :

Condition de résistance à la flexion

$$e_1 \geq \frac{L_{\max}}{50} = \frac{600}{50} = 12\text{cm}$$

Condition de coupe-feu :

e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu

On adopte : ep =15 cm

Tableau II.6 : Charge permanente de la dalle pleine.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de ciment	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
G total :			5.31

II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

Les sections sont des poutres obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition de L' R.P.A 2003.

a. Pré dimensionnement des poutres principales :

a.1 Critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h < b < 0.8h \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L=600\text{cm} \begin{cases} 40 \leq h \leq 60 \\ 18 < b < 36 \end{cases}$$

a.2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \implies \begin{cases} h = 45 \geq 30\text{cm} \\ b = 35 \geq 20\text{cm} \\ \frac{45}{35} = 1.29 \leq 4 \end{cases}$$

La section adoptée pour les poutres principales est $(45 \times 35)\text{cm}^2$

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaire :

b.1 Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L=350\text{cm} \begin{cases} 23.33 \leq h \leq 35 \\ 14 < b < 28 \end{cases} \implies \begin{cases} h=35\text{cm} \\ b=30 \end{cases}$$

b.2 Condition de RPA 03

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \implies \begin{cases} h = 35 \geq 30\text{cm} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} \\ \frac{45}{35} = 1.29 \leq 4 \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 30)\text{cm}^2$.

c. Pré dimensionnement de Poutrelle :

$$h_t = 20\text{cm} \implies \begin{cases} 16\text{cm} : \text{épaisseur du corp creux} \\ 4\text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre : $b_0=10\text{cm}$

Selon le B.A.E.L 83[1]
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

Avec L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

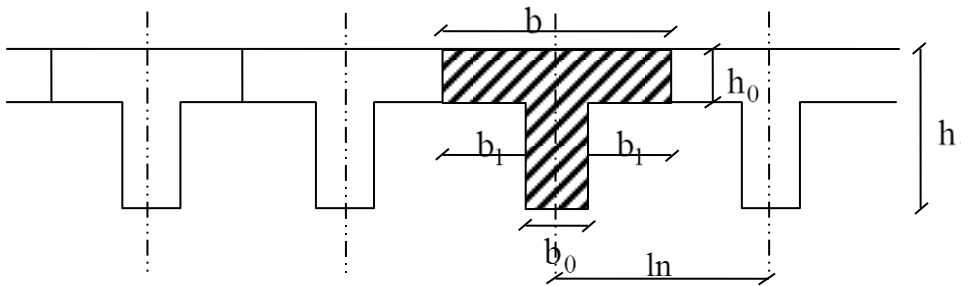


Figure II.6 : Schéma des poutrelles.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n=60\text{cm}$ et $L=320\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 25\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{350}{10} = 35\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$b_1 = \min(25 ; 35 ; 32)$ on prendra donc $b_1=25\text{cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 7).

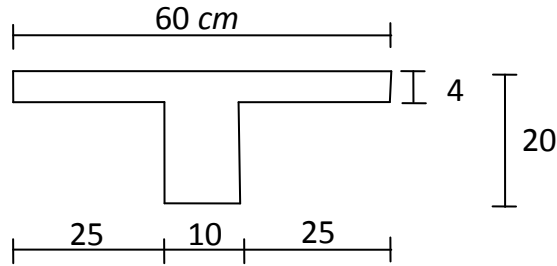


Figure II.7 : Dimensions adoptées des poutrelles.

II.2.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} \min (h_1; b_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(h_1; b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

a. Dimensionnement selon BAEL 91 :

- **La formule générale :**

$$B_r = \frac{k \times \beta \times N_u}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_{ed}}{100}}$$

Avec $\left[\begin{array}{l} K = 1 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17\text{MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Tel que :

$B_r = (a-0.02)(b-0.02)$: section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda=35$

D'où :

$$1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

N_u : Effort normal ultime sollicitant le poteau

D'après le BAEL 99 N_u doit respecter la condition ci –après :

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

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$- B_r \leq 0.65 N_u$$

b.Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.

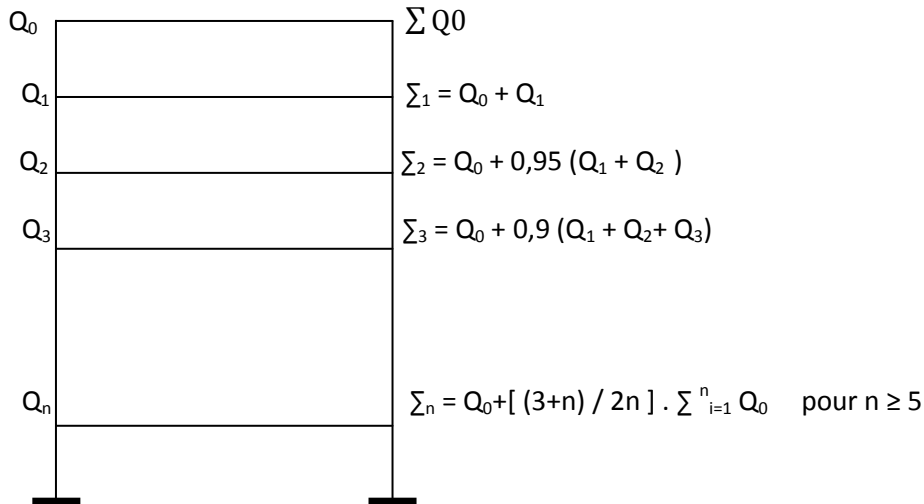


Figure II.8 : La loi de dégression des charges.

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités.

Poteau	Surface prise (m²)		Surface majoré (m²)
Poteau central	20.52		Majorée de 15% = 23.6
Poteau de rive	Plancher	8.75	Non majorée
	balcon	4.72	Non majorée
Poteau d'angle	plancher	4.37	Non majorée
	balcon	2.36	Non majorée

NB :

1- pour tenir compte de poids propre des poteaux et des poutres, on doit majorer la charge permanente de 10%.

2- pour tenir compte l'effet sismique en zone de moyenne et de forte sismicité, on doit majorer B_r (section réduite du béton) des poteaux d'angle par 20%.

a .Poteau central :

La surface revenant au poteau central est :

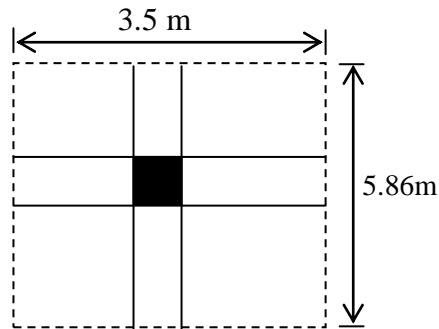


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau central.

Tableau II.7 : calcul de poteau central.

Niveau	G (KN/m ²)	G _{maj} (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _{min} (KN/m ²)	S _{maj} (m ²)	Nu _{cum} (KN/m ²)	Nu _{cum} xS _{maj} (KN)	0.6xNu (cm ²)	a=b (cm)	S A (cm ²)
Terrasse	6.52	7.17	1	1	23.60	/	/	/	/	/
N9	5.16	5.67	1.5	1.5	23.60	11,18	263.85	171,5	15,09	50X50
N8	5.16	5.67	1.5	1.35	23.60	21,09	497.72	323,5	19,98	50X50
N7	5.16	5.67	1.5	1.2	23.60	30,77	726.17	472,01	23,72	50X50
N6	5.16	5.67	1.5	1.05	23.60	40,23	949.42	617,12	26,84	50X50
N5	5.16	5.67	1.5	0.9	23.60	49,46	1167.25	758,71	29,54	50X50
N4	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	58,47	1379.89	896,92	31,93	50X50
N3	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	67,25	1587.1	1031,61	34,11	50X50
N2	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	76,03	1794.3	1166,29	36,15	50X50
N1	5.16	5.67	2.5	1.25	23.60	84,81	2001,51	1300,98	38,06	50X50
RDC	5.16	5.67	2.5	1.25	23.60	94,33	2226,18	1447,01	40,03	60X60
S SOL1	5,56	6,21	2,5	1,25	23.60	103,85	2450,0	1593,05	41,91	65X65
S SOL2	/	/	/	/	23.60	114,1	2692,76	1750,29	43,83	65X65

b .Poteau d'angle :

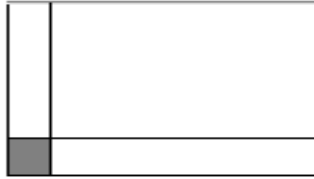


Figure II. 10 : Surface d'influence du poteau d'angle.

Tableau II. 8: Calcul de poteau d'angle.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	G _{maj} (KN/m ²)	Q _{min} (KN/m ²)	N _{uxS} (KN)	N _{u_{mur}} (KN)	N _{u_{bal}} (KN)	N _{U_{acr}} (KN)	N _{u_{tot}} (KN)	1,2xBr (cm ²)	A=b (cm)	S A(cm ²)
Terrasse	6.52	1	7.17	1	/	/	/	23.24	/	/	/	/
N9	5.16	1.5	5.67	1.5	48,86	47,115	30,09	23.24	149.03	107.5	12.36	30X30
N8	5.16	1.5	5.67	1.35	92,07	94,23	60,18	23.24	269.72	194.19	15.93	30X30
N7	5.16	1.5	5.67	1.2	134,33	141,31	90,27	23.24	389.15	280.18	18.73	35X35
N6	5.16	1.5	5.67	1.05	175,63	188,46	171,36	23.24	558.7	402.25	22.05	35X35
N5	5.16	1.5	5.67	0.9	215,92	235,57	150,45	23.24	625.18	450.12	23,21	40X40
N4	5.16	1.5	5.67	0.75	241,13	282,69	180,54	23.24	727.6	523.87	24.88	40X40
N3	5.16	1.5	5.67	0.75	292,57	329,8	210,85	23.24	856.46	616.65	26.83	45X40
N2	5.16	1.5	5.67	0.75	330,89	376,92	210,85	23.24	941.9	678.16	28.04	45X40
N1	5.16	2.5	5.67	1.25	369,22	432,43	210,85	23.24	1035,74	745.73	29,30	45X45
RDC	5.16	2.5	5.67	1.25	408,01	487,94	210,85	23.24	1130.13	813.69	30,52	45X45
S. SOL1	5,56	2,5	6,21	1,25	446,68	487,94	210,85	23.24	1168.71	841.47	31,00	50X45
S . SOL2	/	/	/	/	487,72	487,94	210,85	23.24	1209,75	871,02	31,51	50X45

d. Poteau de rive :

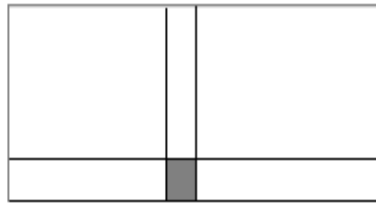


Figure II. 11 : Surface d’influence du poteau rive.

Tableau II.9 : calcul de poteau rive.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	G _{maj} (KN/m ²)	Q _{min} (KN/m ²)	NuxS (KN)	Nu mur	Nu _{bal.}	Nu _{bal.C} xS	NU _{acr}	Nu _{tot}	Br (cm ²)	A=b (cm)	S A(cm ²)
Terrasse	6.52	1	7.17	1			12.75	60.18	10.76	87.62			
N9	5.16	1.5	5.67	1.5	97.82	36.99	25.5	120.36	10.76	265.93	159.55	14.63	30X30
N8	5.16	1.5	5.67	1.35	184.45	73.98	38.25	180.54	10.76	449.73	269.83	18.42	30X30
N7	5.16	1.5	5.67	1.2	267.13	110.97	51	240.72	10.76	629.58	377.74	21.43	35X35
N6	5.16	1.5	5.67	1.05	347.9	147.96	63.75	300.9	10.76	824.2	484.51	24.01	35X35
N5	5.16	1.5	5.67	0.9	426.65	184.95	76.5	361.08	10.76	983.42	590.05	26.29	40X40
N4	5.16	1.5	5.67	0.75	503.38	221.94	89.25	421.26	10.76	1157.34	694.40	28.35	40X40
N3	5.16	1.5	5.67	0.75	580.12	258.93	102	481.44	10.76	1331.25	798.75	30.26	45X40
N2	5.16	1.5	5.67	0.75	656.25	297.13	102	481.44	10.76	1445.58	867.34	31.45	45X40
N1	5.16	2.5	5.67	1.25	740.24	335.34	102	481.44	10.76	1567.78	940.66	32.67	45X45
RDC	5.16	2.5	5.67	1.25	823.46	373.54	102	481.44	10.76	1689.2	1013.52	33.83	45X45
S .SOL1	5,16	2,5	5.67	1,25	906.76	476.86	102	481.44	10.76	1875.82	1125.49	35.54	50X45
S. SOL2	5,16	2.5	5.67	1,25	990.06	544.18	102	481.44	10.76	2026.44	1215.86	36.86	50X45

Commentaire :

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur confère une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes:

niveaux	les Sous-sol (1-2)	RDC	Etage courant
Section adoptées	65 × 65	60 × 60	50 × 50

Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

I : Moment d'inertie.

Avec : $I = \frac{a \times b^3}{12}$

$B = a.b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Section de poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	λ	Condition λ < 35
RDC (60x60)	3.57	14.39	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages (50x50)	3.57	17.27	Vérifié
3 ^{ème} -9 ^{ème} , étages (50x50)	3.23	15.63	Vérifié
sous-sol 1 (65x65)	3.57	13.29	Vérifié
sous-sol 2 (65x65)	4.08	15.19	Vérifié

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

Conclusion :

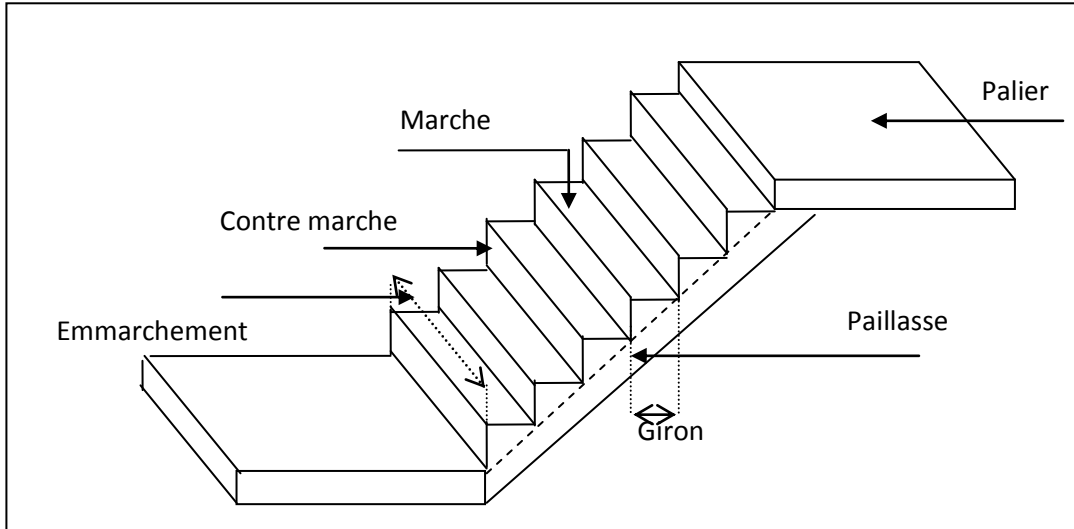
Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement

Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
65x65	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 65$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
60x60	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 60$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 17.85$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 16.15$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

II.3 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.



Epaisseur(e)(palier et paillasse)	Marche et contre marches
1. $L/30 \leq e \leq L/20$ $e \geq \max[\text{portée}/30, 10\text{cm}]$	$60 \leq 2h+g \leq 65$ (Relation de Blondel)

	Type 1	Type2	Type3	Type 4
Hauteur (h) (cm)	17			17
Giron (g) (cm)	30			30 19.25
Epaisseurs palier et paillasse (cm)	15			15
Nombre de marches (n)	10	9	3	8

Tableau II .10 : Charge permanente de palier.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (palier)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total :			5.11

Tableau II .11 : Charge permanente de paillasse.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids des marches	0.17/2	25	2.13
Dalle pleine (paillasse)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total :			6.88

II. 4 .Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du 'RPA 99'

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

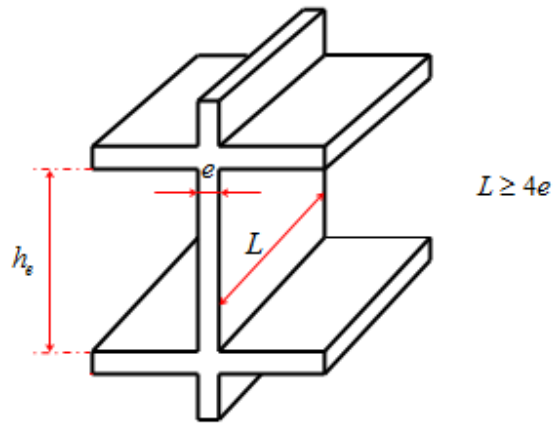


Figure II. 12 : Coupes de voiles en élévation.

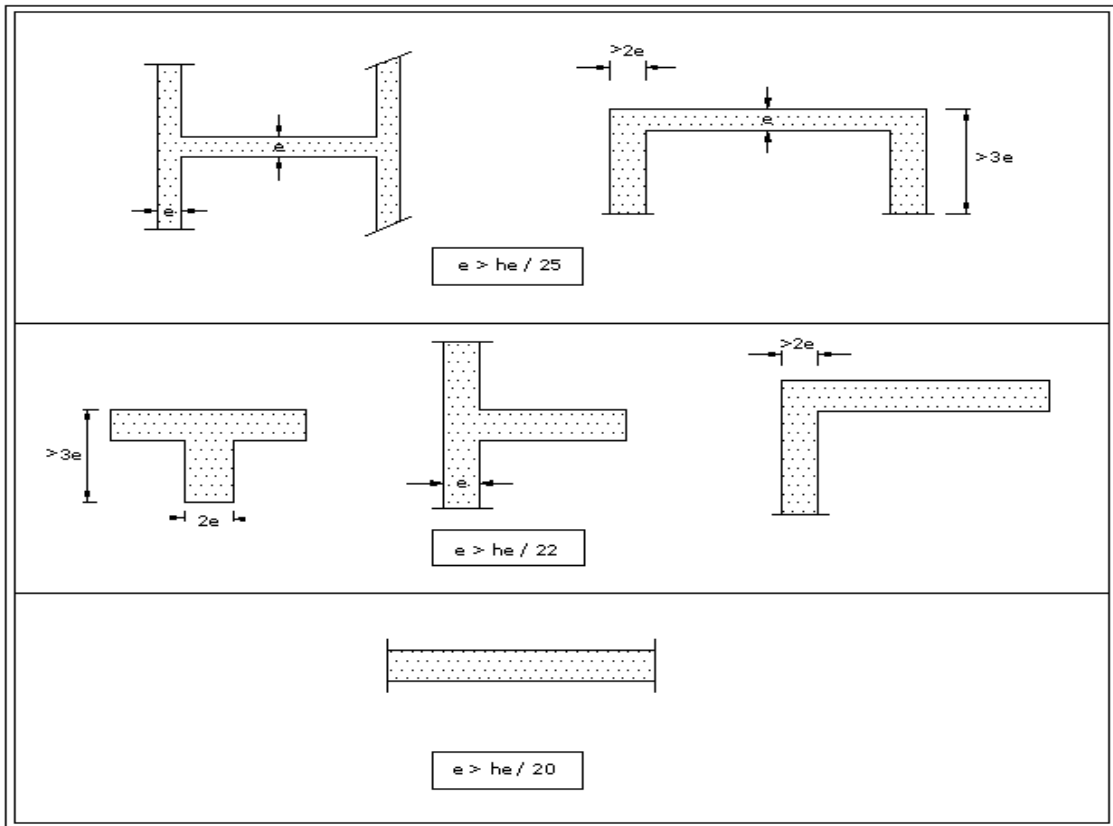


Figure II. 13 Coupes de voiles en plan.

L'épaisseur minimale est $e_{\min} = 15\text{cm}$, de plus l'épaisseur doit être déterminée En fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \quad e \geq \max (e_{\min}, h/20) \Rightarrow e \geq \max (15, 19.4) \Rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm}$$

\Rightarrow soit : **e = 20cm**

On adopte pour tous les voiles de la structure une épaisseur **e = 20 cm**.

III

Chapitre

*Calcul des
éléments secondaires*

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées, ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 60 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage en treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.2.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_1 = 6\text{HA}6 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_2 = 6\text{HA}6 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

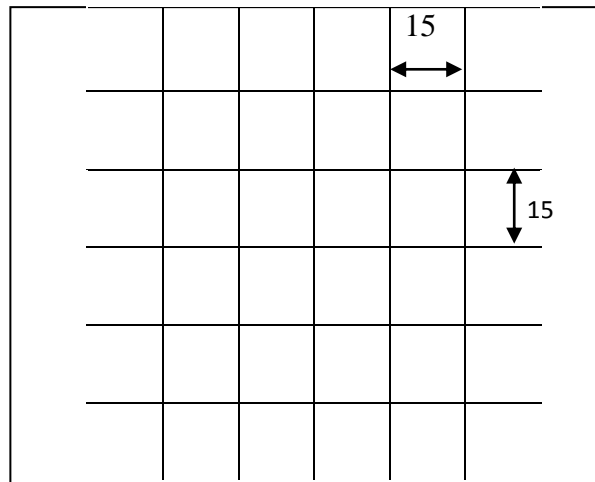


Figure III.1 : Treillis soudés (150x150)

III.2.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

G_1 : Poids propre de la poutrelle.

G_2 : Poids du corps creux.

Q : surcharge de l'ouvrier.

q_u : Combinaison de charges à L'ELU.

M_u : le moment en travée.

T_u : l'effort tranchant en travée.

G1	G2	Q	qu	Mu	Tu
0.1	0.62	1	2.472	3.785	4.326

- **Ferraillage :**

Tableau III.1 : caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutrelle.

M(KN.m)	H(m)	B(m)	c(m)	f _{c28} (MPa)	F _e E(MPa)
3.785	0.04	0.10	0.02	25	400

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

Avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = 6.67$$

On a $\mu_{bu} = 6.67 > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section doublement armée, mais vue la faible hauteur de la poutrelle pour placer les armatures de compression, on prévoit un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant le coulage.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

c) Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle

h₀ : hauteur de la dalle de compression

b₀ : largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L : portée libre entre nus.

L₀ : distance entre axe des poutrelles.

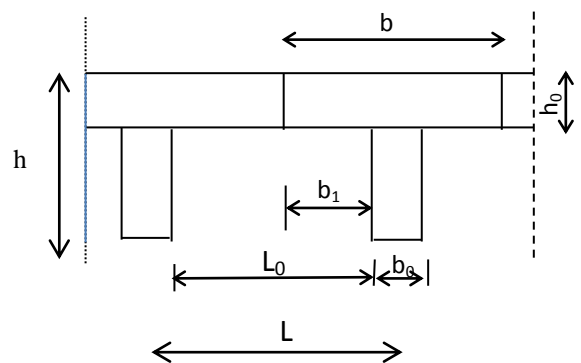


Figure III.2 : Dimensions de la poutrelle

h (cm)	h₀ (cm)	b₀ (cm)	b₁ (cm)
(16+4)	4	10	25

d) évaluation des actions :

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Combinaisons d'action	
			ELUq_u (KN/ml)	ELS q_{ser}(KN/ml)
Plancher terrasse	4.23	0.65	6.69	4.88
(2^{ème} -9^{ème}) étage	3.35	0.975	5.99	4.32
1^{ère} étage+2 s.sol	3.35	1.63	6.96	4.98

La combinaison la plus défavorable est celle de 1^{er} étage et 2 sous-sols avec :

$$q_u = 6.96(\text{KN/ml})$$

$$q_s = 4.98 (\text{KN/ml})$$

e) Choix de la méthode de calcul :

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchants le BAEL99 propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode des trois moments.

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \min\{2G; 5\text{KN/m}^2\}$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

-Vérification :

- $Q = 1.5 \text{ kN/ml} \quad Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN /m}^2\}$

$$2G = 2 \times 3.35 = 6.7 \text{ KN/ml}$$

$1.63 < 2G$ condition vérifiée

$Q = 1.63 < 5$ kN/ml condition vérifiée

- **La fissuration est non préjudiciable :**

La fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celles des cloisons.

- **Toutes les travées ont un même moment d'inertie :**

Les éléments du planché ont une même inertie dans les différentes travées.

- **Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 :**

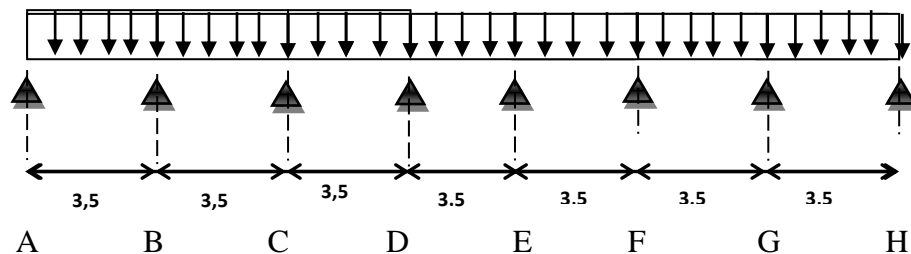


Figure III.3: Schéma statique du plancher.

$$\frac{L_{AB}}{L_{BC}} = \frac{L_{BC}}{L_{CD}} = \frac{L_{CD}}{L_{DE}} = \frac{L_{DE}}{L_{EF}} = \frac{L_{EF}}{L_{FG}} = \frac{L_{FG}}{L_{GH}} = 1$$

$0.8 \leq 1 \leq 1.25$ Condition vérifiée

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on a conclu que la méthode forfaitaire est applicable.

- Principe de la méthode :

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

- Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.63}{1.63 + 3.35} = 0.327$$

$$0 \leq 0.327 \leq \frac{2}{3} \quad \text{Condition vérifiée}$$

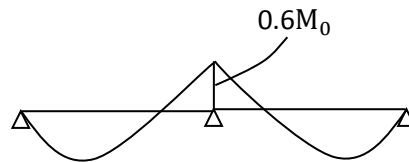
Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise à une charge $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

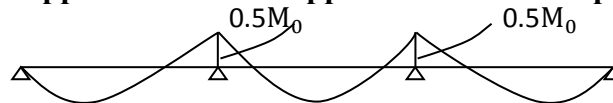
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- $M_t \geq \max \left[1.05M_0; \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- **0.6 M_0 pour une poutre de deux travées.**



- **0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.**



- **0.4 M_0 pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées. $\geq 0.50M_0$ $\geq 0.40M_0$ $\geq 0.40M_0$ $\geq 0.50M_0$**

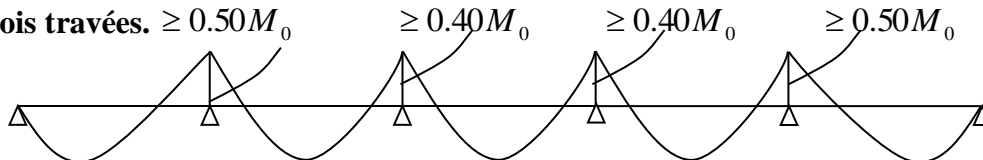


Tableau III.2 : Rapport des charges

α	$1+0.03\alpha$	$(1.2+0.3\alpha)/2$	$(1+0.3\alpha)/2$
0.327	1.098	0.64	0.54

($q_u=6.96$ kN /ml)

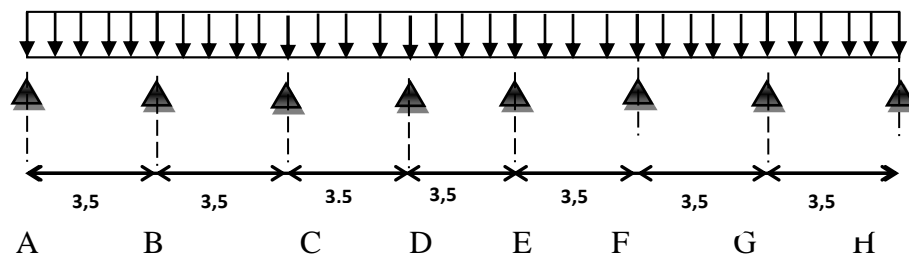


Figure III.4 : Schéma statique de plancher à l'ELU .

Calcul des moments fléchissant à L'ELU :

Tableau III.3 Les moments fléchissant à L'ELU.

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(M)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
$M = \frac{ql^2}{8}$ (KN. M)	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
coeff	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M(apuis)	0	5.33	4.26	4.26	4.26	4.26	5.33	0
M_t (KN. M)	9.02	6.90	7.43	7.43	7.43	6.90	9.02	
M_t (KN. M)	/	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	/	
M_t (KN. M)	6.81	/	/	/	/	/	6.81	
M(KN. M)	9.02	6.90	7.43	7.43	7.43	6.90	9.02	

Calcul des efforts tranchants à l'ELU:

$$v_w = -2 \frac{(M_w + M_t)}{a}; v_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}; a = l \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}; b = l - a$$

Exemple de calcul Pour la travée de rive (1 - 2) :

$$a = 1.55 \text{ m}$$

$$b = 1.95 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} = -11.63 \text{ kN}$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_w + M_t}{b} = 14.71 \text{ kN}$$

Tableau III.4 Les efforts tranchants à L'ELU.

Travée	$M_w(\text{kN.m})$	$M_e(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	a (m)	b(m)	$V_w(\text{kN})$	$V_e(\text{kN})$
1 - 2	0	5.33	9.02	1,55	1,95	-11.63	14.71
2 - 3	5.33	4.26	6.90	1,8	1,7	-13.58	13.12
3 - 4	4.26	4.26	7.43	1,75	1,75	-13.36	13.36
4 - 5	4.26	4.26	7.43	1,75	1,75	-13.36	13.36
5 - 6	4.26	4.26	7.43	1,75	1,75	-13.36	13.36
6 - 7	4.26	5.33	6.90	1,71	1,79	-9.34	9.77
7 - 8	5.33	0	9.02	1,95	1,55	-10.53	8.34

($q_{\text{ser}} = 4.98 \text{ kN/ml}$)

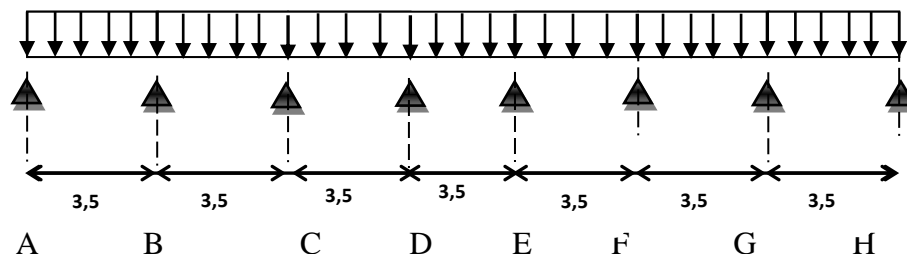


Figure III.5: Schéma statique de plancher à l'ELS.

Calcul des moments fléchissant à l'ELS:

Tableau III.5 : Les moments fléchissant à L'ELS.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L(M)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
$M = \frac{ql^2}{8}$ (KN. M)	7.62	7.62	7.62	7.62	7.62	7.62	7.62
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
coeff	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5
M(appuis)	0	3.81	3.048	3.048	3.048	3.048	3.81
M_t(KN. M)	6.465	4.94	5.32	5.32	5.32	4.94	6.465
M_t(KN. M)	/	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	/
M_t(KN. M)	4.87	/	/	/	/	/	4.87
M(KN. M)	6.465	4.94	5.32	5.32	5.32	4.94	6.465

Calcul des efforts tranchants à l'ELS :

Tableau III.6 : des efforts tranchants à L'ELS.

Travée	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)	a (m)	b(m)	V_w(kN)	V_e(kN)
1 – 2	0	3.81	6.465	1,55	1,95	-8.34	10.53
2 – 3	5.33	4.26	4.94	1,79	1,71	-9.7	9.34
3 – 4	4.26	4.26	5.32	1,75	1,75	-13.36	13.36
4 – 5	4.26	4.26	5.32	1,75	1,75	-13.36	13.36
5 – 6	4.26	4.26	5.32	1,75	1,75	-13.36	13.36
6 – 7	4.26	5.33	4.94	1.7	1.8	-13.12	13.58
7 – 8	5.33	0	6.465	1.95	1.55	-14.71	11.63

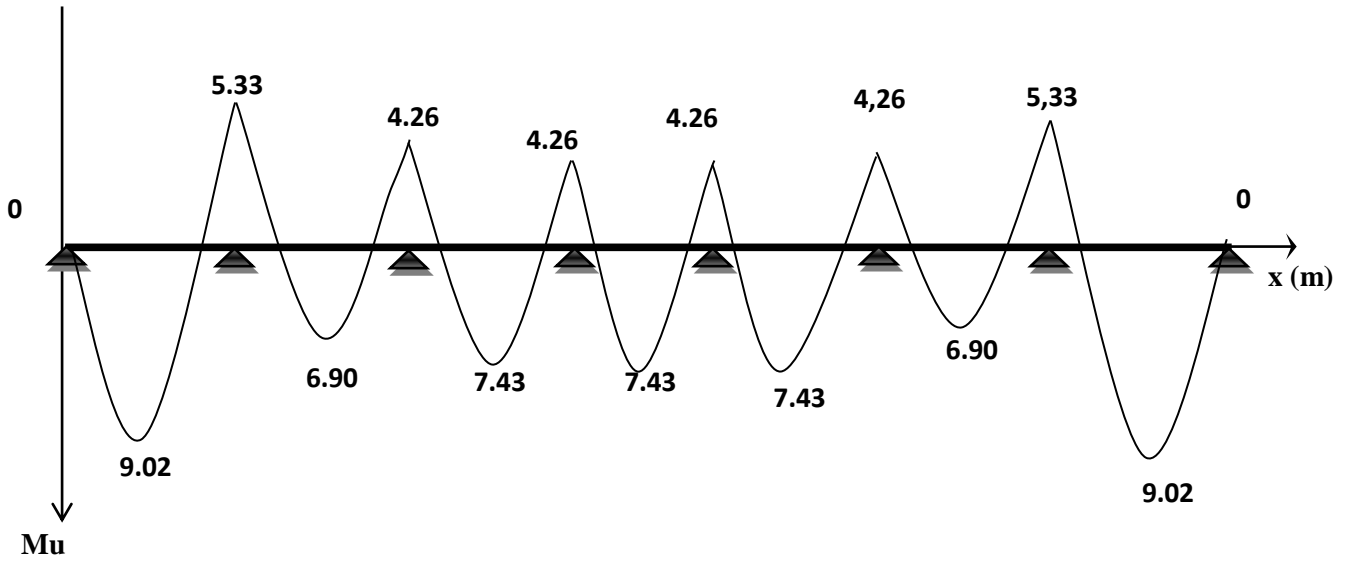


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m) à L'ELU.

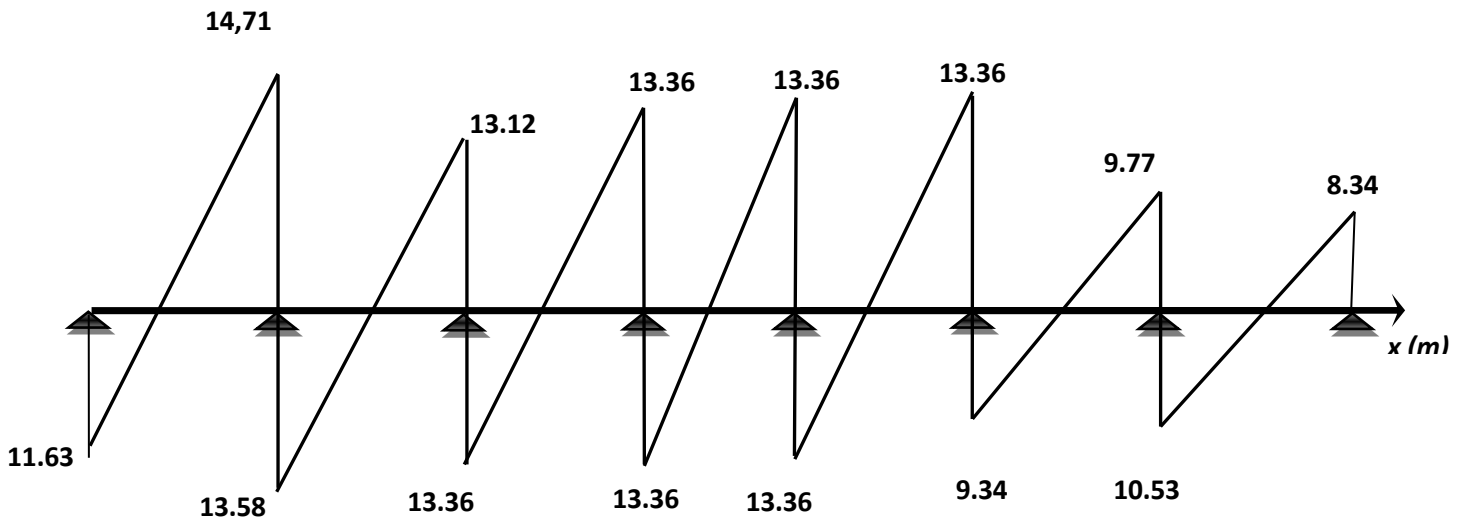


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants (KN) à L'ELU.

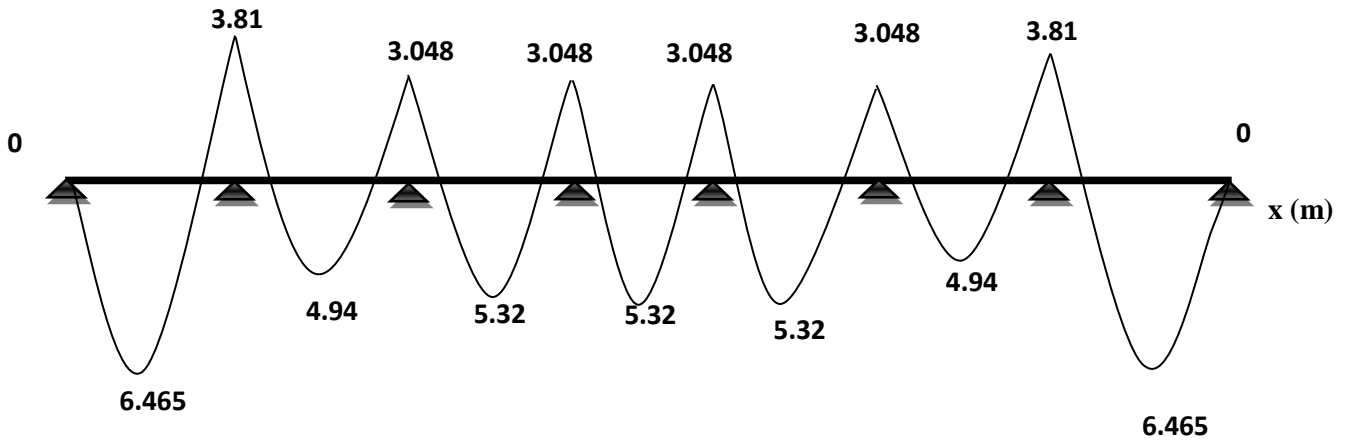


Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant (KN.m) à L'ELS

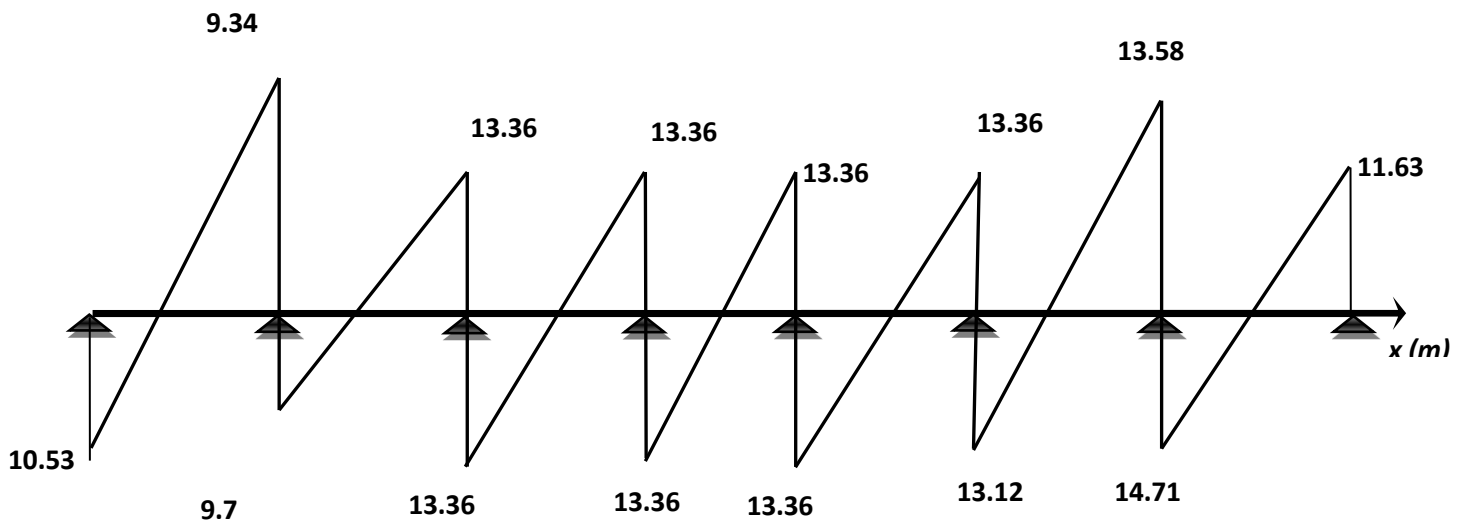


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants (KN) à L'ELS.

III.2.3 Calcul des armatures :

a) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales :

- **En travées :**

$$M_{\max} = 9.02 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 54.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \leq M_{ab} \implies \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2f_{bu}} = 0.0327$$

$$\gamma = \frac{M_u}{m_{ser}} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,0327 < \mu_{lu} = 0,295 \implies A' = 0$$

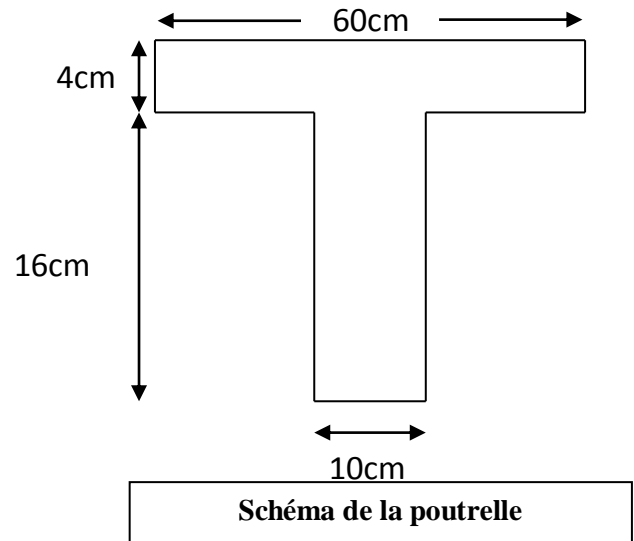
(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\mu_{bu} < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,177 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_e} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte: } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$



- **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Le moment maximal aux appuis :

$$M_{\max} = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bu}} = 0.0193$$

$$\gamma = \frac{M_u}{m_{ser}} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{bu} = 0.295$$

D'où : $\mu_{bu} = 0,0193 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,177 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_e} = 0.86 \text{ cm}^2$$

On opte : $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$

Avec : **1HA10** filant et **1HA12** comme chapeau.

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\} \quad \phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

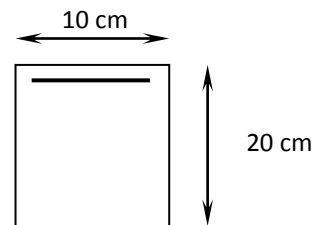
$$\phi = \min \leq \{0.57, 1, 1.2\} = 0.57 \text{ mm}$$

On choisit un cadre $\phi 6$ avec : $A_t = 2\text{HA}6 = 0,67 \text{ cm}^2$

- L'espacement entre cadre :

$$St \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) = \text{min} (0.9 \times 0.18; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement : $St = 15 \text{ cm.}$



Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant

Avec $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

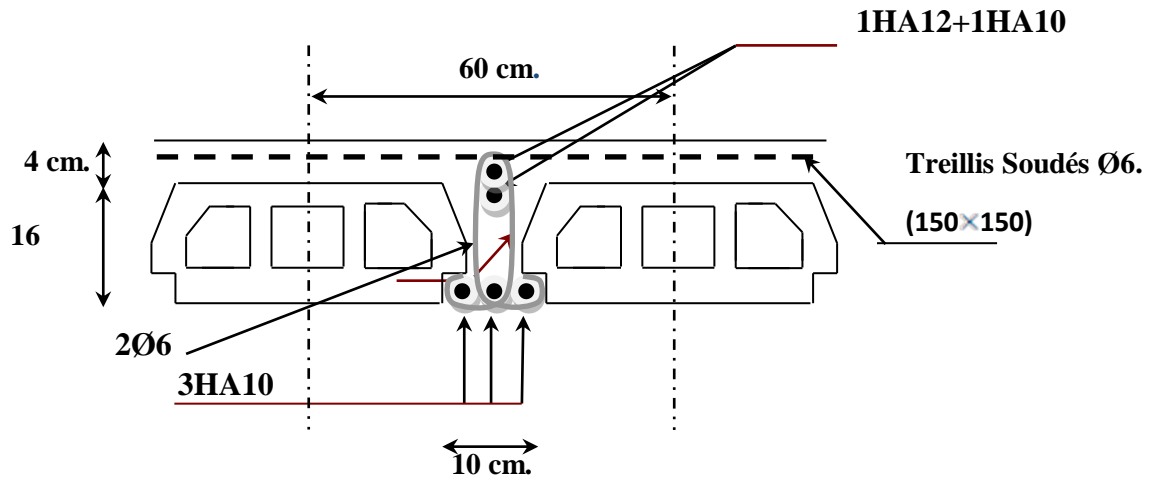


Figure III.10: ferrailage du plancher.

b) Calcul de l'ancrage :

- **Ancrages rectilignes :** (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99) :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \text{ Avec } \psi_s = \begin{cases} 1 : \text{acier rond lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2.84} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 40 \text{ cm}$

c) Les Vérifications :
c.1) Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26$$

En travée: $A_u = 2.36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ }
 } Alors la condition est vérifiée.
Eux appuis : $A_u = 1.92 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ }

• **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi\phi$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = \frac{14.71 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 163.2} = 0.556$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.556 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

• **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (la fissuration est peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{14.71 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.817 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c.2) Vérifications à l'ELS :

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \quad \text{Moment d'inertie} \\ \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	M_s (KN .m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	6.465	2,36	4	8218.4	3.14	Vérifiée
Appui	3.81	1.92	3,1	7287.61	1,62	Vérifiée

- **Vérification des contraintes dans l'acier:**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans l'acier.

	M_s (kN .m)	A (cm ²)	y (cm)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	5.84	2,36	3,9	348	148.2	Vérifiée
Appui	3.77	1.92	3,6		116.8	Vérifiée

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

La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

- **Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

Avec :

L: La portée de la travée entre nus d'appui.

H : La hauteur totale de la section droite.

d: La hauteur utile de la section droite.

b₀: La largeur de la nervure.

M_{t service} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_{a service} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A: La section des armatures tendue.

F_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

- Vérification des conditions

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{C. N. V}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G: Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

- Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h_0) \times \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[(h - h_0) \times b_0 \times \left(\frac{(h - h_0)}{2}\right)\right] + 15 \times A_s \times C}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15 \times A_s}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{b \times y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - y_G)^3}{3} + 15 \times A_s (d - y_G)^2$$

G	P	J	E_i	E_v
6.33	8.83	5.03	32164.19	10818.86
M_G	M_P	M_J	Y_G	I_y
4.12	5.75	3.28	13.02	33923.421

• **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \times 100 = 1.31 \longrightarrow \beta_1 = 0.8459$

• **Calcul des contraintes suivant les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = 11.47 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = 16.01 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = 9.13 \text{KN/m}^2$$

• **Calcul de μ_g ; μ_p ; μ_j :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.36$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.25$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.42$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \text{ avec } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + n A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = 3.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = 1.28$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 21604.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 31826.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_P} = 25828.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_J} = 19834.53 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^J} = 0.06 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^P} = 0.08 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{Pi} - f_{gi}) = (0.14 - 0.06) + (0.08 - 0.07)$$

$$\Delta f_t = 0.09 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

Pour $L=350 \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0.09 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0.7 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifier

III.3. Calcul du balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont calculés console (une dalle pleine encastré dans les poutres).

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Action permanente (poids propre G),

Action variable (mains courante et surcharges d'exploitation Q).

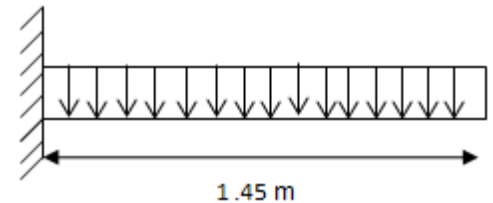


Schéma statique du balcon

III.3.1 Evaluation des actions :

Charge permanentes : G_1

Surcharges sur le balcon : Q_1

Charge de garde-corps : G_2

Surcharges dus à la main courante : Q_2

G_1 (KN/m ²)	Q_1 (KN/m ²)	G_2 (KN/ml)	Q_2 (N/ml)
5.31	3.5	1.7	1

III.3.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

Combinaison fondamentale

à L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) \end{cases} \implies q_u = 12.41 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1.7) = 2.29 \text{ KN} \end{cases} \implies P_u = 2.29 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN} \end{cases} \implies Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

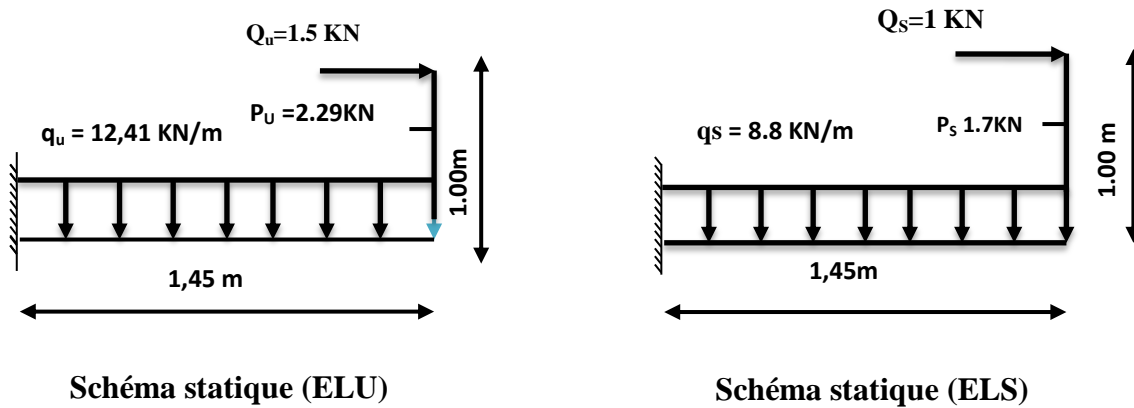
à L'ELS:

$$q_s = G + Q \implies q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.31 + 3.5$$

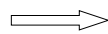
$$P_s = G_s \implies P_s = 1.7 \text{ KN}$$

$$Q_s = Q_2 \implies Q_s = 1 \text{ KN}$$

Schéma statique de calcul :

Figure III.11: Schéma statique des balcons.
III.3.3 Les moments et les efforts tranchants :
à L'ELU:
Tronçon : $0 \leq x \leq 1.45$ m :

$$M_u(x) = q_u \frac{x^2}{2} + p_u(x) + Q_u$$

$$M_u(0\text{m}) = 1.5 \text{ KN.m}$$



$$M_u(1.45\text{m}) = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_u(x) = 6.20 x^2 + 2.29 x + 1.5$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \end{cases}$$

$$T_u(0\text{m}) = 2.29 \text{ KN}$$



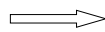
$$T_u(1.45\text{m}) = 20.28 \text{ KN}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} 12.41x + 2.29 \end{cases}$$

à L'ELS :
Tronçon : $0 \leq x \leq 1.45$ m :

$$M_s(x) = q_s \frac{x^2}{2} + p_s(x) + Q_s$$

$$M_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN.m}$$



$$M_s(1.45\text{m}) = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s(x) = 4.40 x^2 + 1.7 x + 1$$

$$T_s(x) = q_s x + p_s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_s(x) = 8.81 x + 1.7$$

$$\begin{cases} T_s(1.45\text{m}) = 14.47 \text{ KN} \end{cases}$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.45	X=0	X=1.45
T(x) KN	2.29	20.28	1	14.47
M(X) KN.m	1.5	17.85	1	12.71

Diagramme des moments et des efforts tranchant :

à L'ELU :

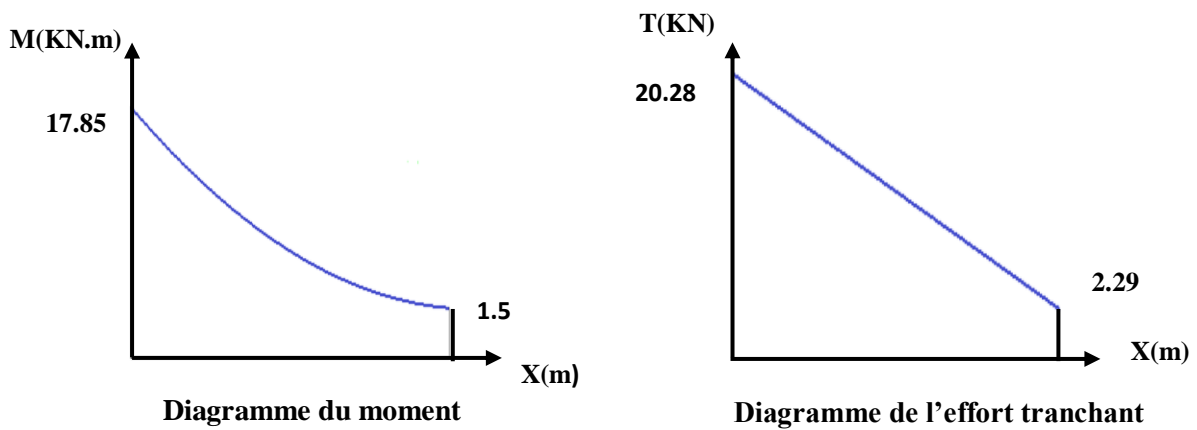


Figure III.12: Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELU.

A L'ELS :

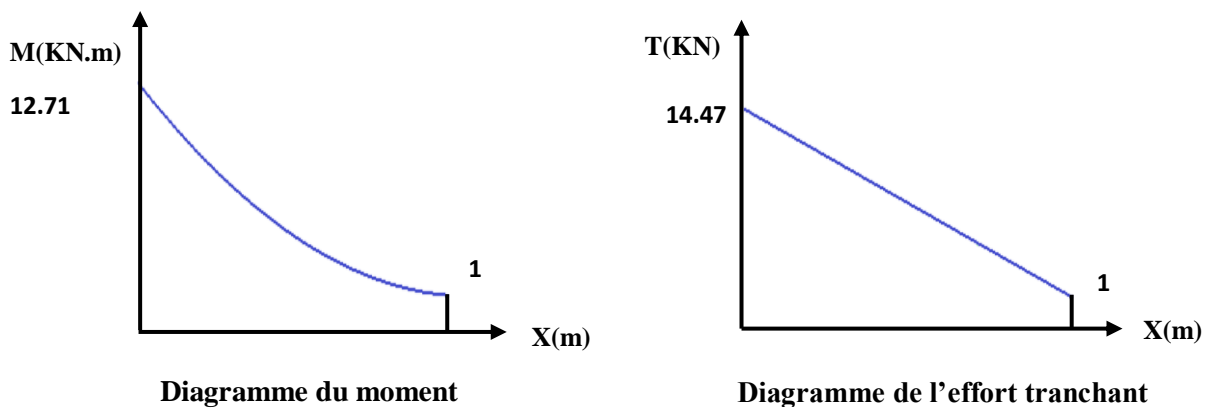


Figure III.13: Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELS.

III.3.4 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable
 En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur.

a) Les Armatures longitudinales :

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 17.85 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = 0.0691$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.85}{12.71} = 1.40$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.299$$

D'OU: $\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_{lu} = 0.299 \implies A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = 0.0691 < 0.275 \implies$ méthode simplifiée.

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{lu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.299) = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit : **A = 4.10 cm²**

Soit : **A = 4HA12 = 4.52 cm² /ml** répartie sur 1m de hauteur, avec un espacement **S_t = 25cm**.

b) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²**. Répartie sur 1m de hauteur, avec un espacement **S_t = 25cm**.

III.3.5 Les vérifications :

a) Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa (la fissuration est peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{20.28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.150 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \implies$ Condition vérifié.

b) Calcul de l'encrage :

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \text{ avec } \psi_s = \begin{cases} 1 : \text{acier rond lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

c) Vérification de la contrainte du béton et de l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec } I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \quad \text{Moment d'inertie}$$

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$\Rightarrow Y = 3.60 \text{ cm}$$

Calcul de Moment d'inertie I:

$$\Rightarrow I = 7869.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.81 \text{ MPa}$$

$5.81 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

-Vérification des contraintes dans l'acier:

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 239.83 \text{ MPa}$$

239.83 < 348 MPa \Rightarrow Condition vérifiée

d) Vérification de la flèche :

La flèche développée au niveau de la console doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Et pour cela il faut que la condition suivante soit satisfaite.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.45} = 0.1 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.45} = 0.1 \geq 0.08 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

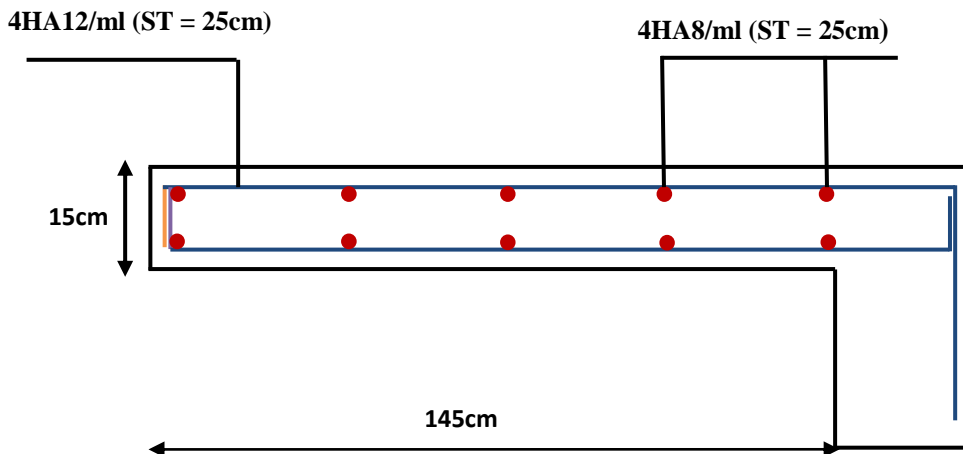


Figure III.14: Schéma de ferrailage de balcon.

III.4 Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.4.1 Composition des escaliers :

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'embranchement : 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.

III.4.2 Type des escaliers :

Pour notre structure on a 04 types d'escaliers :

Tel que :

Type 01 : escaliers droit avec 10 marches et un palier.

Type 02 : escalier droit avec 09 marches et un palier.

Type 03 : escalier droit avec 04 marches d'entrée.

Type 04 : escalier balancées avec 07 marches et un palier.

III.4.2 Type des escaliers :

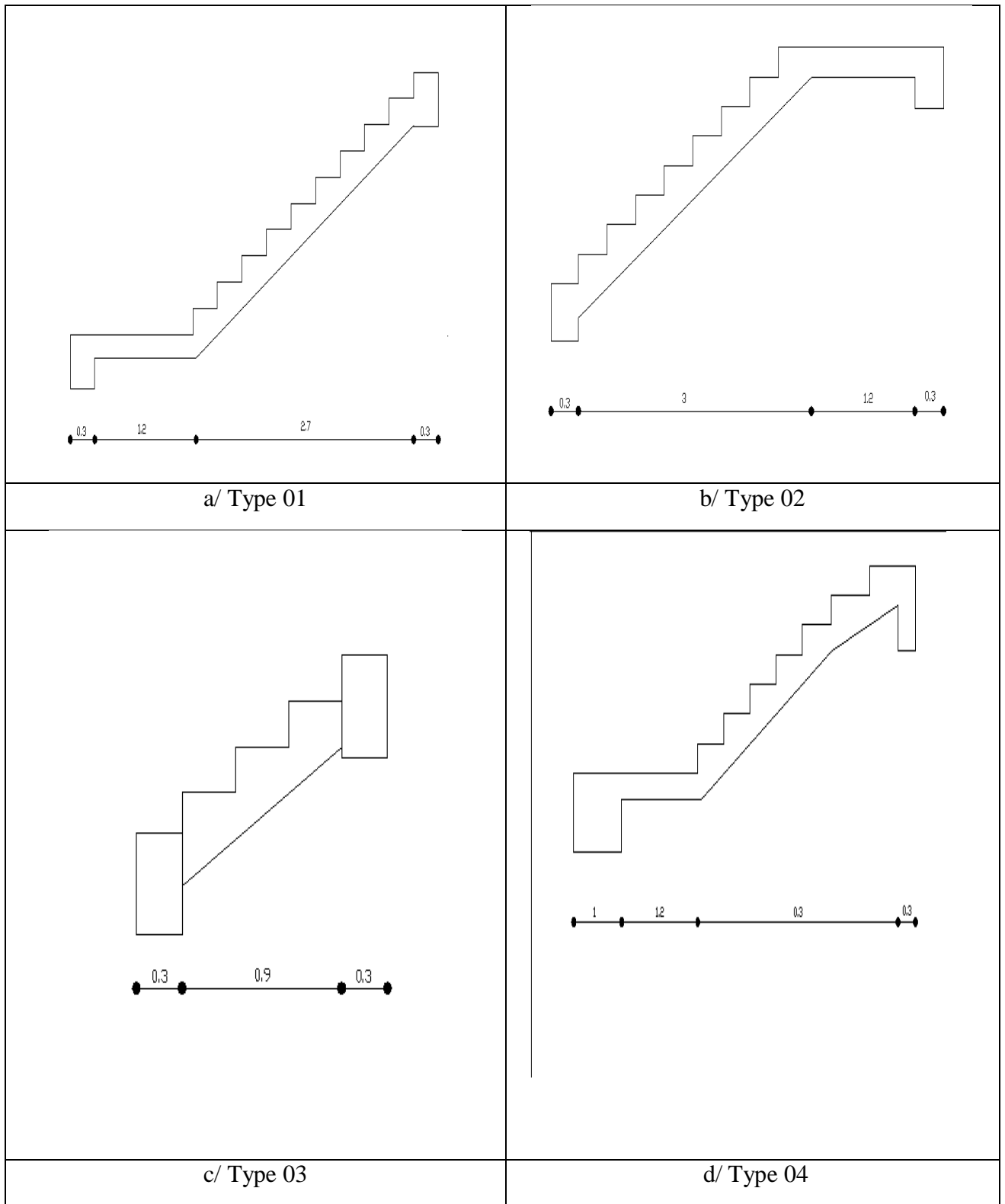


Figure III.15 : schéma statique des escaliers.

III.4.3 Evaluation des actions :

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (poids propre G).
- Action variable (surcharges d'exploitation Q).

Calcul des sollicitations :

	Palier	Palliasse	Garde-corps
charges permanentes (G) kN/ml	5.11	6.88	1.7
Charge d'exploitation (Q) kN/ml	2.5		/

Combinaisons du calcul :

On a :

$$\text{A L'ELU : } P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{A L'ELS : } P_{ser} = G + Q$$

	Palier	Palliasse	Mur ext
P_u (kN/ml)	10.64	13.038	2.3
P_{ser} (kN/ml)	7.61	9.38	1.7

Diagramme des sollicitations : on fait un exemple bien détaillé pour le premier type

a) Type 01 :

Les schémas statiques :

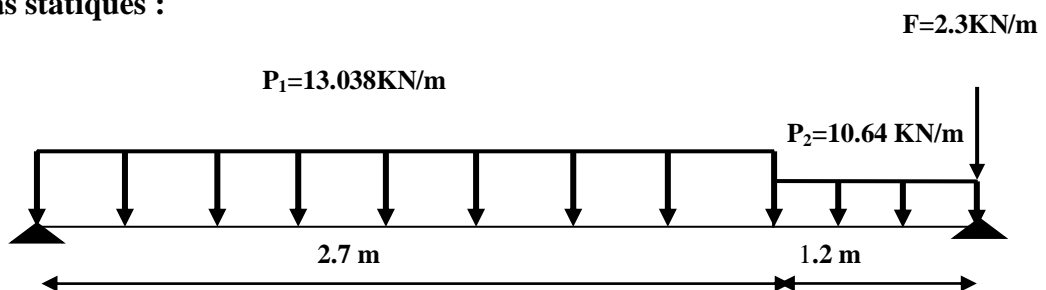


Figure III.16: Le schéma statique à L'ELU.

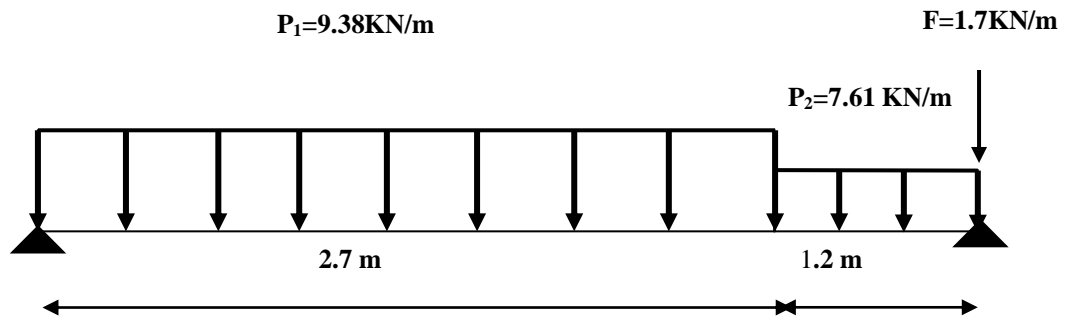


Figure III.17: Le schéma statique à L'ELS.

à L'ELU :

- Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = (P_1 \times 2.7) + (P_2 \times 1.2) + 2.3$$

$$\implies R_A + R_B = (13.038 \times 2.7) + (10.64 \times 1.2) + 2.3 = 50.27 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 50.27 \text{ KN.}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies (R_B \times 3.9) - (P_1 \times 2.7) \times (2.7/2 + 1.2) - (P_2 \times 1.2^2/2) = 0 \implies \mathbf{R_B = 24.97 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 25.3 \text{ KN}}$$

- Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

Tronçon	T(KN)		M(KN.m)	
	$0 \text{ m} \leq x \leq 2.7 \text{ m}$	0 (m)	2.7(m)	0(m)
	24.97	-10.23	0	19.9
$0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$	0(m)	1.2(m)	0(m)	1.2(m)
	23	10.23	0	19.9

$$\frac{dM(x)}{dx(x)} = 0 \implies T(X) = -13.038(x) + 24.97 = 0 \implies \mathbf{X = 1.9 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = -6.51 (1.9)^2 + 24.97 (1.9) \implies \mathbf{M_{\max} = 23.90 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_{Z_{max}} = 23.90 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 23.90 = - 7.17 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 23.90 = 20.31 \text{ KN.m}$

Tableau récapitulatif des moments :

L'ETAT	$M_{appuis} \text{ (KN.m)}$	$M_{travée} \text{ (KN.m)}$
ELU	7.17	20.31

à L' ELS :

Calcul des reactions :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 (2.7) + P_2 (1.2) + F$$

$$\implies R_A + R_B = 9.38 (2.7) + 7.61 (1.2) + 1.7$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 36.158 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B (3.9) - (P_1 \times 2.7) \times (2.7/2 + 1.2) - P_2 (1.2^2/2) = 0 \implies \mathbf{R_B = 17.96 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 18.19 \text{ KN}}$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon	T(KN)		M(KN.m)	
0 m ≤ x ≤ 2.7m	0 (m)	2.7(m)	0(m)	2.7(m)
	17.96	-7.36	0	14.3
0 m ≤ x ≤ 1.2m	0(m)	1.2(m)	0(m)	1.2(m)
	-16.49	-7.36	0	14.3

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \implies T(X) = - 9.38(x) + 17.96 = 0 \implies \mathbf{X = 1.9 \text{ m}}$$

$$M_{max} = - 4.69 (1.9)^2 + 17.96 (1.9) \implies \mathbf{M_{max} = 17.19 \text{ KN.m}}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Donc :

- Aux appuis : $M_{Sa} = -0,3 M_{Z_{\max}}$
- En travées : $M_{St} = 0.85 M_{Z_{\max}}$

- **Tableau récapitulatif des moments :**

L'ETAT	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	5.15	14.61

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

A L'ELU :

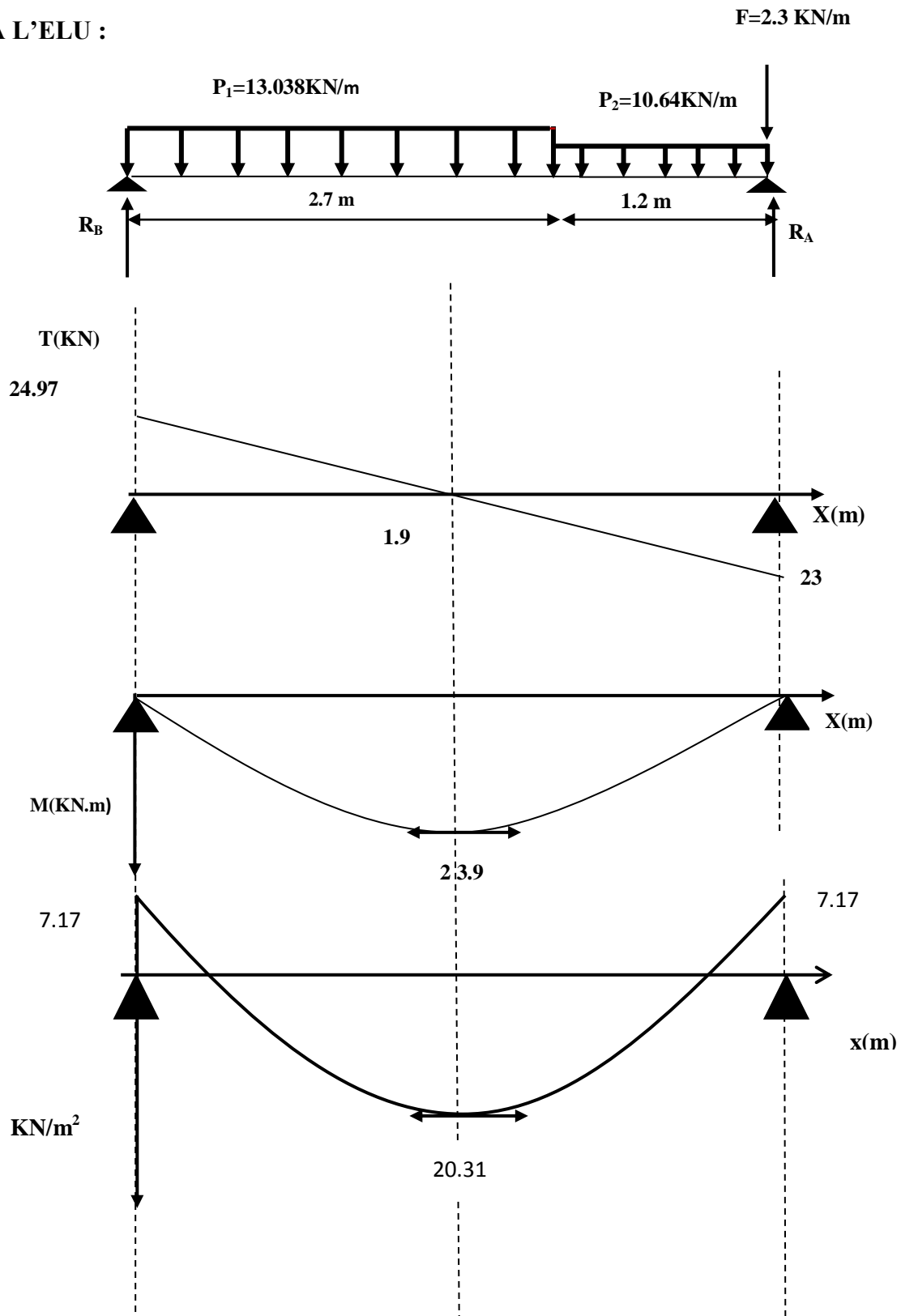


Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

à L'ELS :

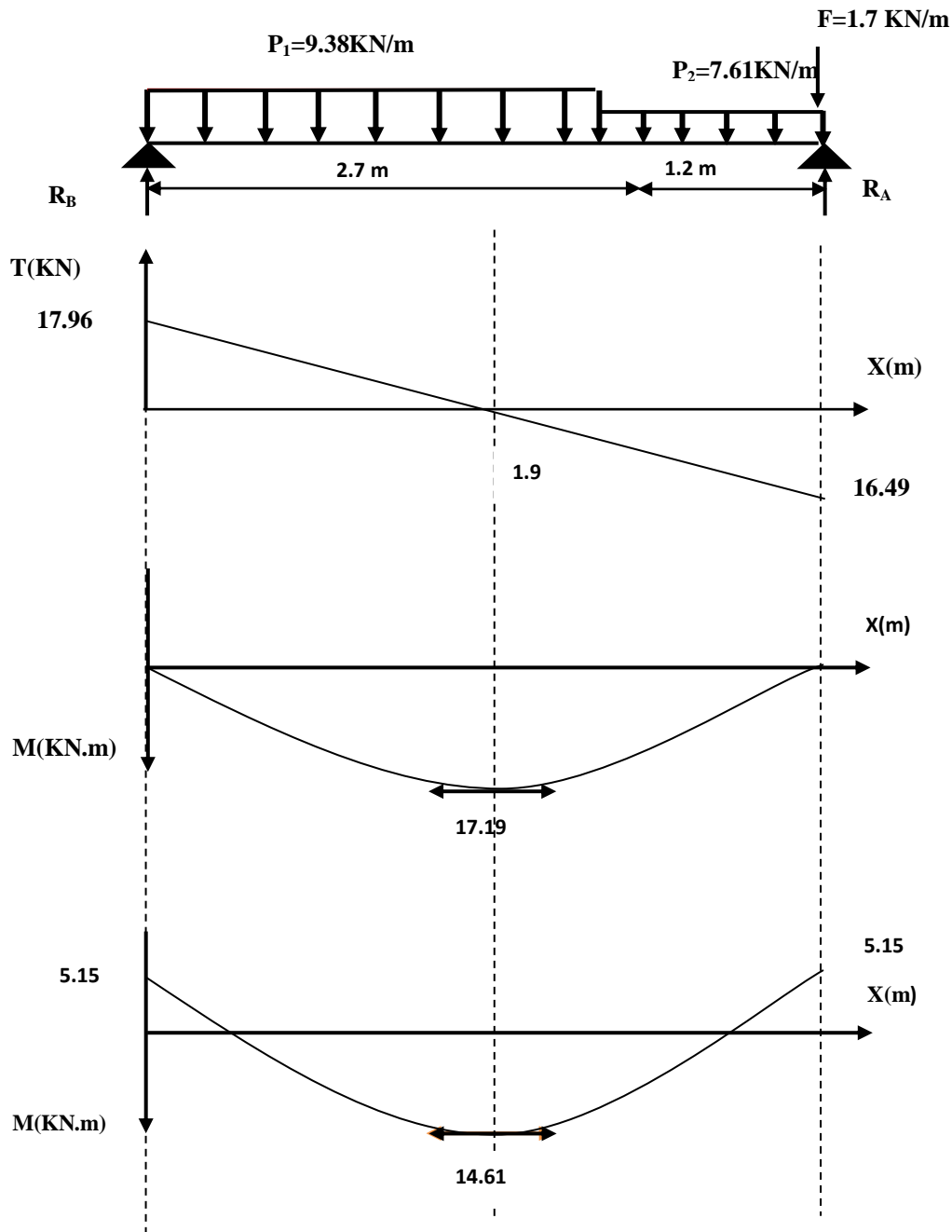


Figure III.19: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

Les moments max dans les quatre cas sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Les moments max dans les quatre types d'escaliers.

	ELU			ELS		
	M _{umax} (kN.m)	M _{app} (kN.m)	M _{tr} (kN.m)	M _{smax} (kN.m)	M _{app} (kN.m)	M _{tr} (kN.m)
Type 01	23.90	-7.17	20.31	17.19	-5.15	14.61
Type 02	14.41	-4.32	12.24	10.29	-3.087	8.74
Type 03	1.32	-0.396	1.122	0.94	-0.282	0.8
Type 04	17.22	-5.16	14.63	12.41	-3.72	10.54

III.4.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur :

Exemple de calcul: (travée de type 01)

Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

$$M_{tr} = 20.31 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = 0.078$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.31}{14.61} = 1.39$$

$$10^4 u_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

D'où :

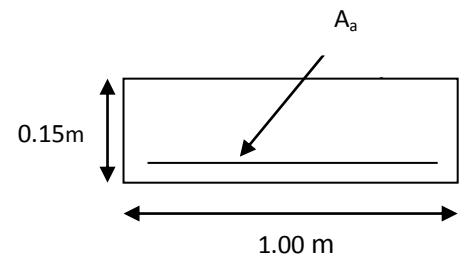
$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-).}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \times 0,078) = 12.86 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \times f_e} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$ Avec : St = 15 cm.



*Armatures de répartition :***Exemple de calcul: (travée de type 01)**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA10 = 3,14 cm²** Avec : St=25 cm,

*Armatures longitudinales :***Exemple de calcul: (appui de type 01)**

$$M_a = 7.17 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.17 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.0277$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.17}{5.15} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0.0277 < \mu_{lu} = 0.295 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}.$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.0277) = 13.27 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_e} = \frac{7.17 \times 10^6 \times 10^{-2}}{132.7 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_s = 6HA10 = 4.71 cm²** Avec : St=15 cm.

*Armatures de répartition :***Exemple de calcul: (appui de type 01)**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA10 = 3.14 cm²** Avec : St=25 cm

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Les armatures de répartition d'escaliers (type 01 et 02).

	Type 01		Type 02	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (kN.m)	20.31	7.17	12.24	4.32
A_s' (cm ²)	0.00			
A_s (cm ²)	4.53	1.55	2.68	0.92
A_{min} (cm ²)	1.63			
A_s^{adop} (cm ²)	6HA12=6.79	6HA10=4.71	6HA12=6.79	6HA10=4.71
A_r (cm ²)	4HA10=3.14			

Tableau III.11: Les armatures de répartition d'escaliers type (03 et 04).

	Type 03		Type 04	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (kN.m)	1.122	0.396	14.63	5.16
A_s' (cm ²)	0.00			
A_s (cm ²)	0.23	0.28	3.34	
A_{min} (cm ²)	1.63			
A_s^{adop} (cm ²)	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA12=6.79	6HA10=4.71
A_r (cm ²)	4HA8=2.01		4HA10=2.01	

III.4.5. Les vérifications :

Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] & \text{Moment d'inertie} \\ \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 & Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier:

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12: Vérification des contraintes dans l'acier et de béton.

	Type 01		Type 02		Type 03		Type 04	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	travée	Appuis	Travée	Appuis
M_s (KN.m)	14.61	5.15	8.74	3.087	0.8	0.282	10.54	3.72
Y (cm)	4.88	4.2	3.71	3.71	3.07	3.07	4.2	4.2
I (cm ⁴)	11441.7	11441.7	8473.53	8473.53	5892.43	5892.43	9397	9397
σ_s (MPa)	129.19	65.4	151.46	53.49	6.25	7.48	133	37.3
$\bar{\sigma}_s$	348							
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition vérifiée							
σ_{bc}	5.03	2.25	3.82	1.32	0.41	0.14	4.3	1.5
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15							
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée							

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = 2.5\text{Mpa} \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{24.97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.184 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \longrightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'ancrage :

$$L_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{f_c}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \text{ avec } \psi_s = \begin{cases} 1 : \text{acier rond lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Vérification à l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi\varnothing$ avec n est le nombre des barres)

$$\tau_{se} = \frac{24.97 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 236.76} = 0.87$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} (\text{condition vérifiée}).$$

Vérification de la flèche

Pour que la flèche soit vérifiée il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

$$\frac{15}{390} = 0.038 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ (condition non vérifiée)}$$

Donc on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5q_s \times L^4}{348 \times E_v I}$$

Avec :

$$q_s = \max(\text{palier, volée}) = (7.61 \text{ KN/ml ; } 9.38 \text{ KN/ml}) = 9.38 \text{ KN/ml.}$$

E_v : Module de déformation différée = 10818,86MPa

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

$S_{/xx}$: moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15 \times A = 1601.85 \text{cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{/xx} = 12624.97 \text{cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = 7.881 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.881 = 7.119 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15[A_1(V_2 - c)^2]$$

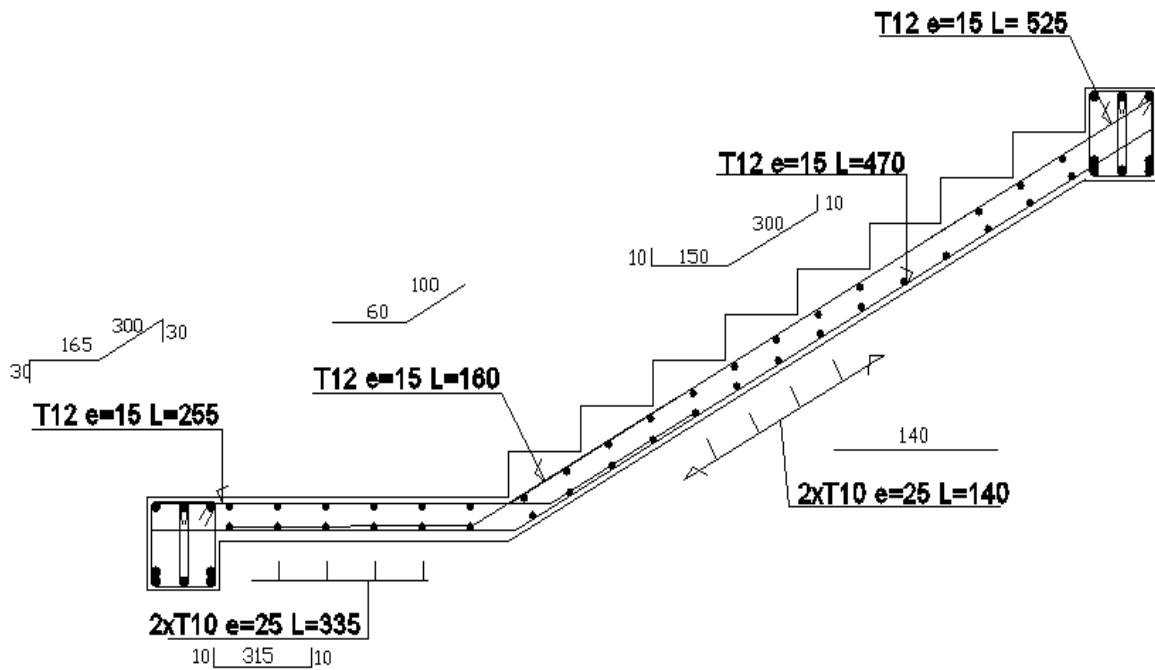
$$I = 7534.43 \text{ cm}^4$$

$$f = 2.514 \times 10^{-3} \text{m} = 0.2514 \text{mm}$$

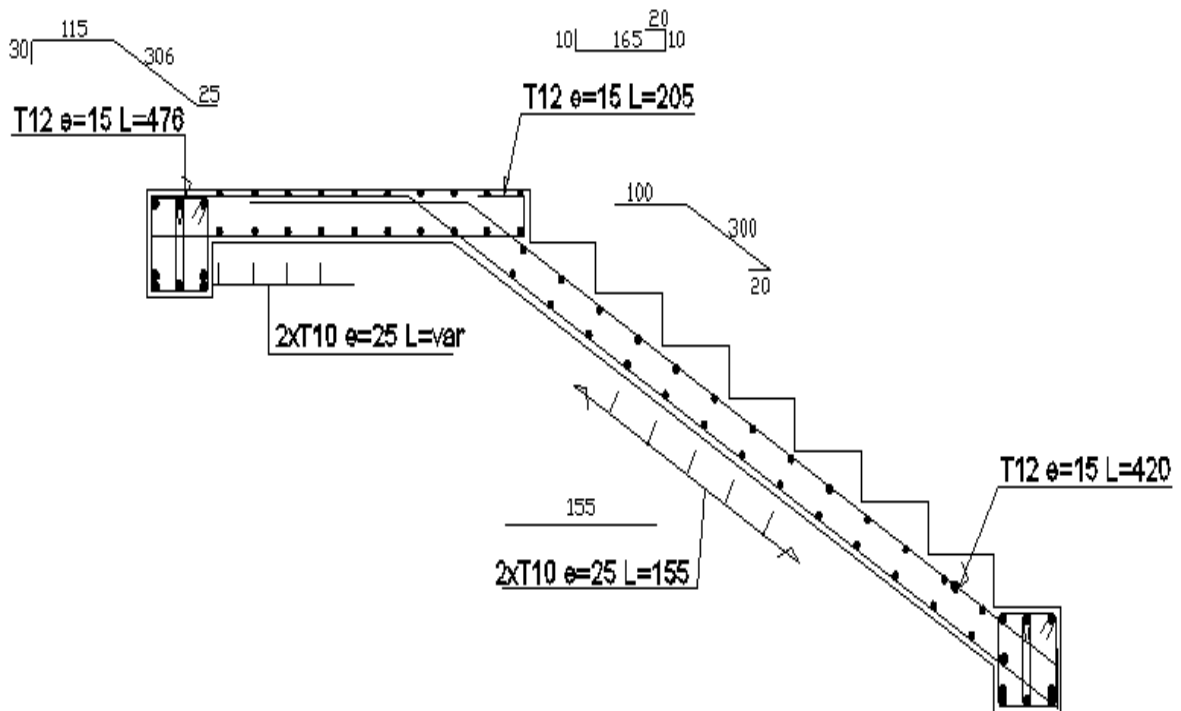
On a $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{cm} = 7.8 \text{mm}$

$f = 0.2514 \text{mm} < \bar{f} = 7.8 \text{mm} \longrightarrow$ la condition est vérifiée

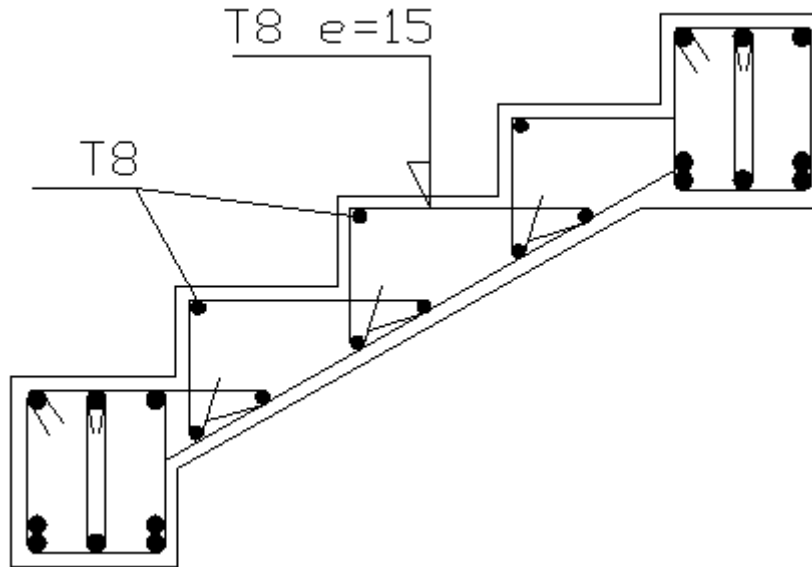
Type 01



Type 02



Type 03



Type 04

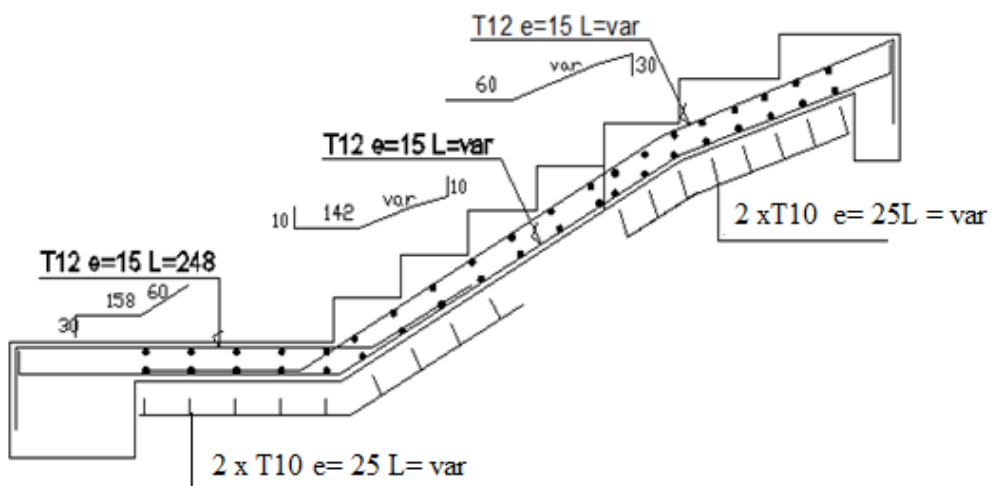


Figure III.20: schéma de ferrailage des escaliers.

III.5 Pré dimensionnement de la poutre palière :
Tableau III.13 : Pré dimensionnement du la poutre palière.

Condition	L (m)	Dimension		Vérification (RPA99/VER2003)	Dimension adoptée	
		h (cm)	b (cm)		h (cm)	b (cm)
$L/15 \leq h \leq L/10$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$	4.2	35	30	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $(h/b) \leq 4$	35	30

a) Charges sollicitant la poutre palière :

La poutre palière est sollicitée en flexion simple. Elle est soumise aux actions suivantes :

- Action permanente (poids propre G).
- La réaction des volées.

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ kN}$$

$$G_{\text{mur}} = 1.7 \text{ kN/ml}$$

$$R_u = 24.97 \text{ kN/ml}$$

$$R_s = 17.97 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = R_u + 1.35 (G + G_{\text{mur}}) = 30.80 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = R_s + (G + G_{\text{mur}}) = 22.29 \text{ kN/ml}$$

poids propre G (kN/ml)	réaction des volées (kN/ml)		Combinaisons d'actions (kN/ml)	
	Ru	Rs	qu	qs
2.62	24.97	17.97	30.80	22.29

b) Calcul des sollicitations :

Les moments et efforts tranchants seront calculés par les formules suivantes :

$$M_{\text{appui}} = -\frac{ql^2}{12}; M_{\text{travée}} = \frac{ql^2}{12}; T_{\text{max}} = T_{\text{appui}} = \frac{ql}{2}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

		M (kN.m)	T _{max} (kN)
ELU	Travée	22.63	64.68
	Appuis	45.27	
ELS	Travée	16.38	46.8
	Appuis	32.76	

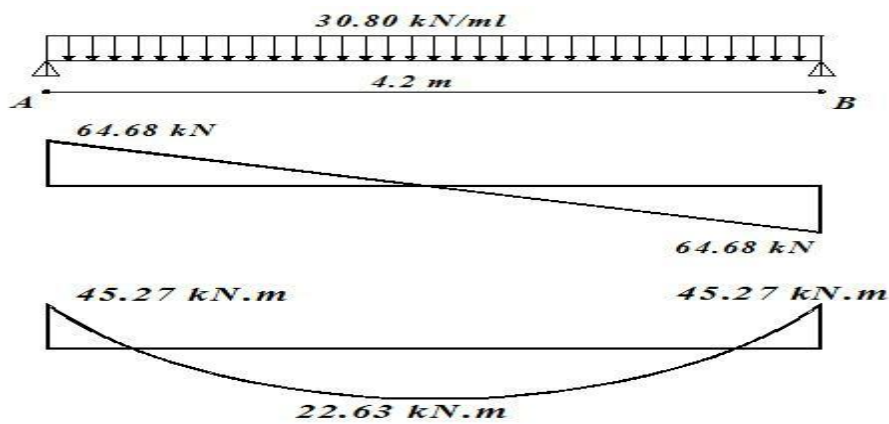


Figure III.21 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.

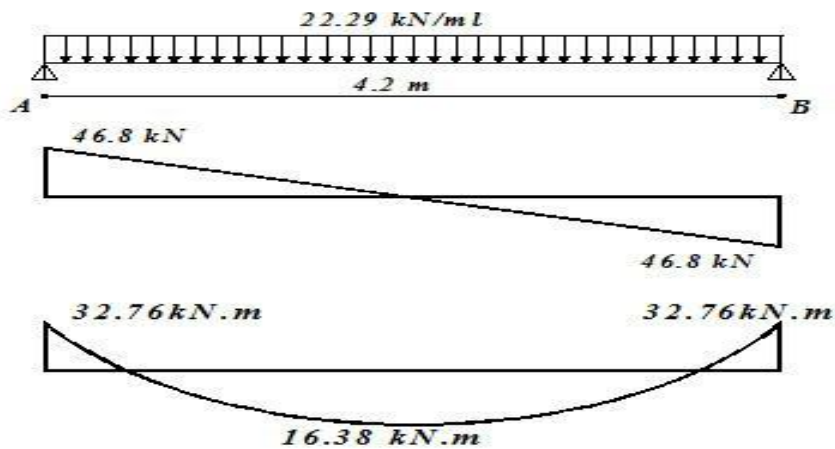


Figure III.22: Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELS.

c) Calcul des armatures :

Le calcul fera en flexion simple et la fissuration est peu nuisible :

H(m)	B(m)	c(m)	F _{c28}	F _e (MPa)
0.35	0.30	0.025	25	400

Element	M _u (kN.m)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	As adop(cm ²)	A _r (cm ²)
Travée	22.63	0.00	1.79	1.34	3.39	4T8=2.01
Appuis	45.27		3.68		4.62	

d) Les vérifications :

- **Vérification a L'ELS :**

élément	Ms (kN.m)	As (cm ²)	y	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Toutes les conditions sont vérifiées
Travée	16.38	2.36	8.23	15	5.1	225.65	348	
appuis	32.76	3.39	9.63	15	8.87	316.12	348	

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) = 3.33\text{Mpa} \text{ (Fissuration peu prejudeciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{U\max}}{b \times d} = 0.66\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi\phi$ avec n est le nombre des barres)

$$\tau_{se} = \frac{64.68 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131.88} = 1.68\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.47 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} (\text{Condition vérifiée})$$

- **Vérification de la flèche :**

Pour que la flèche soit vérifiée il faut satisfaire les conditions suivantes :

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

- $\frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.06$ (condition vérifiée)
- $\frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{22.63}{10 \times 67.9}$ (condition vérifiée)
- $\frac{4.62}{30 \times 32.5} = 0.00473 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ (condition vérifiée)

Les trois conditions satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Armatures transversales :

- **. Diamètre :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\max}\right\} \quad \phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\max}\right\} = \min\left\{\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right\} = 1.14 \text{cm}$$

On a choisi un cadre Ø8.

- **L'espacement entre cadre :**

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 29.25 \text{cm}$$

Soit un espacement : $St = 15 \text{cm}$.

- **Calcul de l'ancrage :**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \text{ avec } \psi_s = \begin{cases} 1 : \text{acier rond lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4}{4} \times \frac{400}{2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

- *Calcul des armatures transversales :*

La quantité des armatures transversales est donnée selon RPA99/VER2003 par la formule suivante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Espacement :

- 1) **Zone nodal : $S_t \leq \min (h/4 ; 12)$ $S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$**
 2) **Zone courante : $S_t \leq h/2$ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$**

Espacement (cm)		armatures transversales (cm ²)			
zone nodale	zone courante	zone nodale		zone courante	
		A _t cal	A _t adopt	A _t cal	A _t adopt
10	15	0.9	2.01	1.35	2.01

e) Ferrailage :

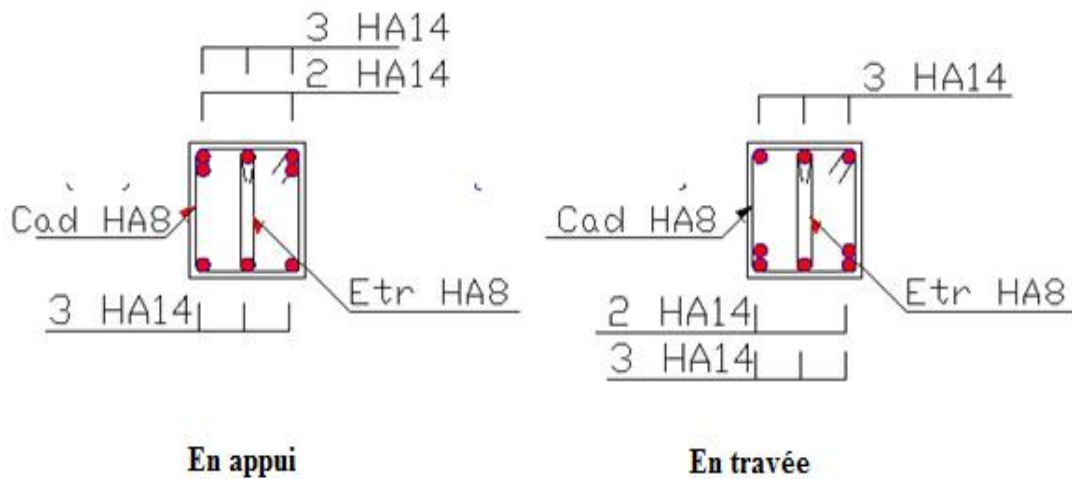


Figure III.23 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Calcul de L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q dû à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

III.6.1 Schéma statique :

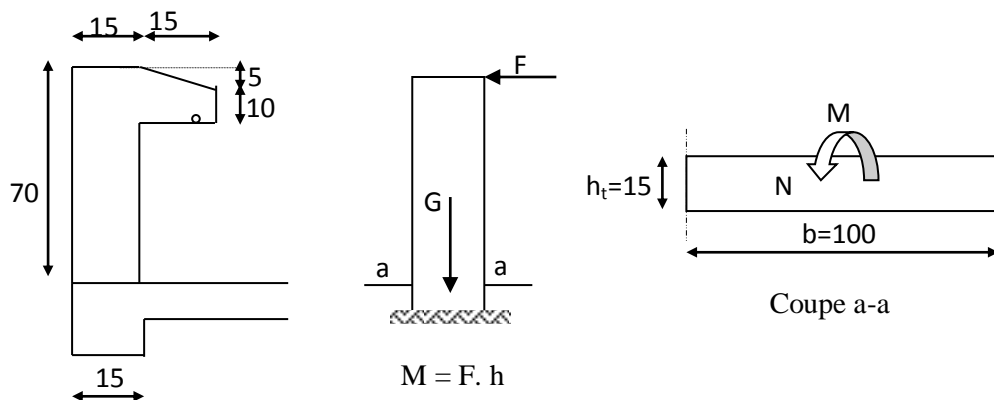


Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère.

III.6.2 Calcul des sollicitations :

Poids propre :

$$W_p = \rho \times S.$$

$$\rho = 25 \text{KN/ml}, \quad S = 0,123 \text{m}^2, \quad \Rightarrow W_p = 3.075 \text{ KN./ml.}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F, Q_p).$

La force sismique : $F_p = 4 A C_p W_p$ (RPA 99 version 2003 .Art 6-2-3).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 »} = 0.15 \\ C_p : \text{Facteur de force horizontale « Tab 6-1 »} = 0.8 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.075 \Rightarrow F_p = 1.47 \text{ kN./ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 1.47 \} \Rightarrow Q = 1.47 \text{ kN/ml.}$$

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1ml** de la largeur en flexion simple.

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	4.15 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	2.20KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,54KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	3.075 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,47 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hF_p$	1.029 KN.m

III.6.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Position du centre de pression :

Calcul d'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.54}{4.15} = 0.37\text{m} = 37\text{cm}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.029}{3.075} = 0.334\text{m} = 33\text{cm}$$

$$e_u > e_0 = \frac{h_t}{2} = 7.5\text{cm}$$

$e_u > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée.

Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec, e_a : distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_a = e_u + d - \frac{h}{2} \quad d=13.5 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } e_a= 43\text{cm.}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 0.43 \times 4.15 = 1.78 \text{ KN.m.}$$

Les armatures en flexion simple :

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

$$\text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0059$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{1.54}{1.029} = 1.49$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.5 + 49 \times 25 - 3050) 10^{-4} = 0.333$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < u_{lu} = 0.333 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < u_{lu} = 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$z_b = d(1 - 0.6u_{lu}) = 13.5 (1 - 0.6 \times 0.006) = 13.45 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_f = 0.32 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0.319 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 0,32 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d}$$

$$A_{\min} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : **$A_s = A_{\min} = 1.43 \text{ cm}^2$**

Soit : **$A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{rep} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Les armatures de répartitions :

Soit $A_{rep} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. répartie sur 70cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

III.6.4 Les vérifications :

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \sum_{i=0}^n u_i} \leq \bar{\tau} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{umax} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.47 = 2.205 \text{ KN.}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.205 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.5} = 0.18 \leq 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{2.20 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.016 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{CV}$$

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] & \text{Moment d'inertie} \\ \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 & Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

$$Y = 2.56 \text{ cm}$$

Calcul de Moment d'inertie I:

$$I = 4167.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.029 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 25.6 = 0.63 \text{ Mpa}$$

$0.63 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans l'acier:

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\}$$

$$\sigma = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma = \frac{15 \times 1.029 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6) = 40.51 \text{ MPa}$$

40.51 < 202 MPa \Rightarrow Condition vérifiée

SCHEMA DE FERRAILLAGE

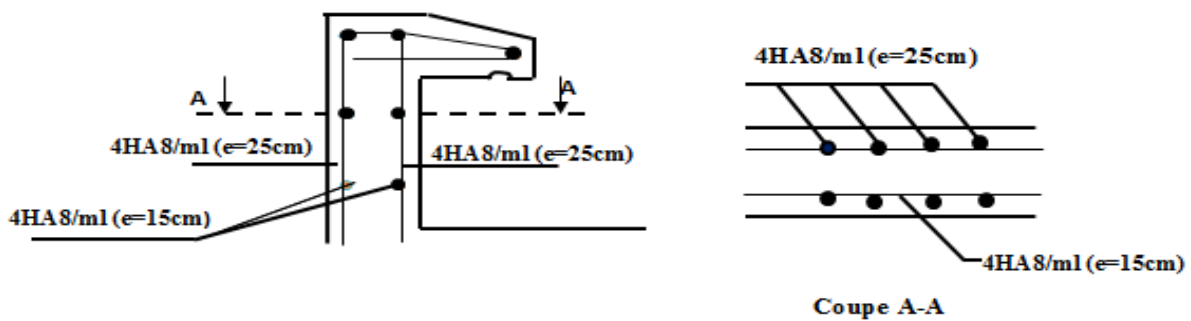


Figure III.25 : Schéma du ferrailage de L'acrotère.

III.7. Etude de la dalle pleine de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

- vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$
- surface de salle machine : $S = 3.50 \times 2.60 = 9.1 \text{ m}^2$
- surface de la cabine : $S = 1.60 \times 1.55 = 2.48 \text{ m}^2$

-la charge totale transmise le système de levage et la cabine chargée est de 13.30 KN

Pour 08 personnes.

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

U et V sont les côtes du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.

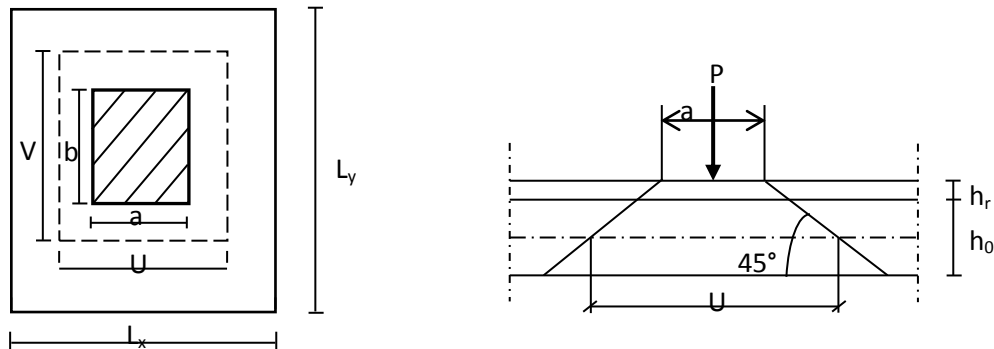
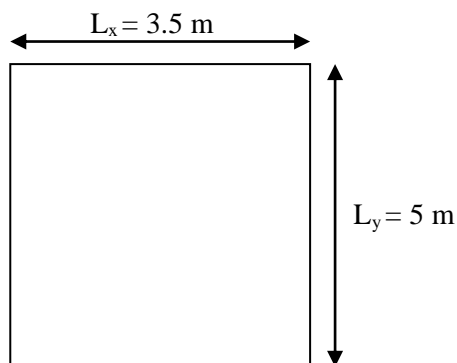


Figure III.26 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.7.1 Dimensionnement :



La dalle est une dalle pleine :

$$ht \geq \frac{Lx}{30} = \frac{350}{30} = 11.66 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12\text{cm}$. Donc on prend $h = 15\text{cm}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{350}{500} = 0.70 : \quad 0.4 < \rho < 1$$

⇒ La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des tableaux de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

$$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$ épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 350 \text{ cm.} \\ l_y = 500 \text{ cm} \end{cases}$$

III.7.2 Calcul des sollicitations à L'ELU

$$v = 0$$

Système de levage :

$$q_u = 1,35 \times 13,30 = 17,955 \text{ MN.}$$

Dalle en béton armé :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN /m}^2.$$

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

$$\text{Donc: } Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m.}$$

III.7.3 Calcul des sollicitations à L'ELS

$$v = 0,2$$

Système de levage :

$$q_s = 13,30 \text{ KN.}$$

Dalle en béton armé :

$$\text{Donc: } Q_s = (4,85 + 1) \times 1 = 5,85 \text{ KN/m.}$$

III.7.4 Evaluation des moments M_{x2} , M_{y2} système de levage :

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

ELU :

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.068 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x Q_u L_x^2 = 0.068 \times 8.05 \times 3.5^2 = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y Q_u = 0.509 \times 8.05 = 4.09 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.074 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x Q_u L_x^2 = 0.074 \times 5.85 \times 3.5^2 = 5.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y Q_u = 0.585 \times 5.85 = 3.42 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments : M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (\nu M_1 + M_2)$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{500} = 0.7$$

$$\frac{a}{L_x} = \frac{1.60}{3.50} = 0.45$$

$$\frac{b}{L_y} = \frac{1.55}{5} = 0.31$$

ELU :

$$M_{x1} = Q_u M_1 = 17.955 \times 0.124 = 2.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Q_u M_2 = 17.955 \times 0.086 = 1.54 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{x1} = Q_{ser} (M_1 + \vartheta \times 0.086) = 13.30 \times (0.124 + 0.2 \times 0.086) = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Q_{ser} \times (\vartheta \times M_1 + M_2) = 13.30 \times (0.2 \times 0.124 + 0.086) = 1.47 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

$$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2}$$

Comb	$M_{x1}(\text{KN.m})$	$M_{y1}(\text{KN.m})$	$M_{x2}(\text{KN.m})$	$M_{y2}(\text{KN.m})$	$M_x(\text{total})$	$M_y(\text{total})$
ELU	2.22	1.54	6.7	4.09	8.92	5.63
ELS	1.87	1.47	5.3	3.42	7.17	4.89

Les moments dans les travées et les appuis :

Zone	Sens	$M_u (\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$
Aux appuis	L_x	$0.5 \times 8.92 = 4.46$	$0.5 \times 7.17 = 3.58$
	L_y	$0.5 \times 5.63 = 2.81$	$0.5 \times 4.89 = 2.44$
En travée	L_x	$0.85 \times 8.92 = 7.58$	$0.85 \times 7.17 = 6.09$
	L_y	$0.85 \times 5.63 = 4.78$	$0.85 \times 4.89 = 4.15$

III.7.5 Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 15$ et $d=13.5$; $b=100$ cm.

Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Sens	$M_t (\text{KN.m})$	$M_a (\text{KN.m})$	$A_t \text{ calcul}$ (cm^2/ml)	$A_t \text{ adopte}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ calcul}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ adopte}$ (cm^2/ml)
x-x	7.58	4.46	1.7	4HA10 = 3.14	1	4HA8 = 2.01
y-y	4.78	2.81	1.07	4HA10 = 3.14	0.63	4HA8 = 2.01

III.7.6 Les vérifications :

Vérification de la condition de non fragilité :

- **Aux appuis** : $A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- **En travées** : $A_{ut} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

Choix de diamètre maximal des barres :

$$\varnothing_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous choisissons des HA10, donc la condition est vérifiée.

Espacement des barres :

Armatures $A_x // L_x$

- $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Armatures $A_y // L_y$

- $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Vérification au poinçonnement :

Il faut considérer qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle. et on a d'après le CBA93 (art A.5.2.4) :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : la charge de calcul à l'état ultime

$$U_c = 2 (U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm}$$

U_c : périmètre de contour au niveau du feuillet moyen

$$Q_u = 17.955 \text{ KN}$$

$$0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 562.5 \text{ KN}$$

$17.955 < 562.5$ donc la condition est vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont au voisinage au maximum de la charge (milieu)

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{2a + b} = \frac{17.955}{4.7} = 3.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.0283 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} MPa	σ _{bc} (MPa)	OBS
Appuis	L _X	3.58	2.01	2	1.96	15	CV
	L _Y	2.44	2.01	2	1.85	15	CV
Travée	L _X	6.09	3.14	3	3.79	15	CV
	L _Y	4.15	3.14	3	2.58	15	CV

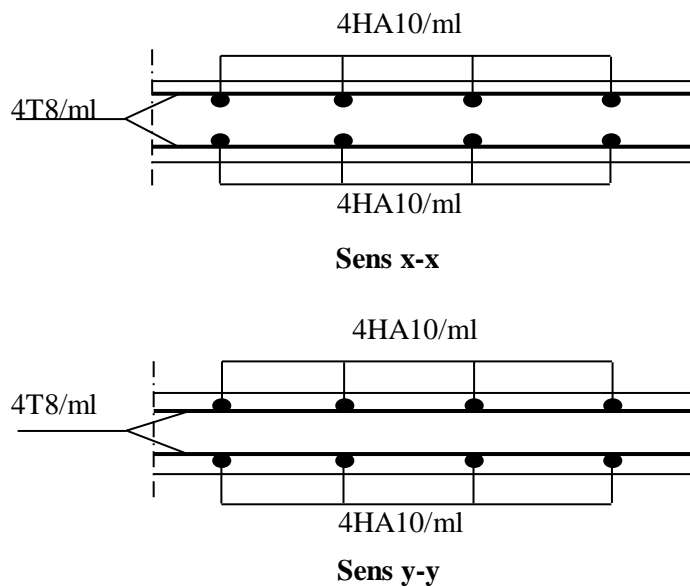


Figure III.27 :schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

IV Chapitre

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

IV.2. L'étude dynamique :

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dus au séisme.

IV.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits on utilisant le logiciel **ETABS**.

a). Présentation de logiciel de calcul ETABS :

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems

Version : 9.7.1

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

- De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- **La première étape** : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.
- **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrième étape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **La septième et la dernière étape** : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

b) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

c) Modélisation de la masse :

- La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003

(Dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

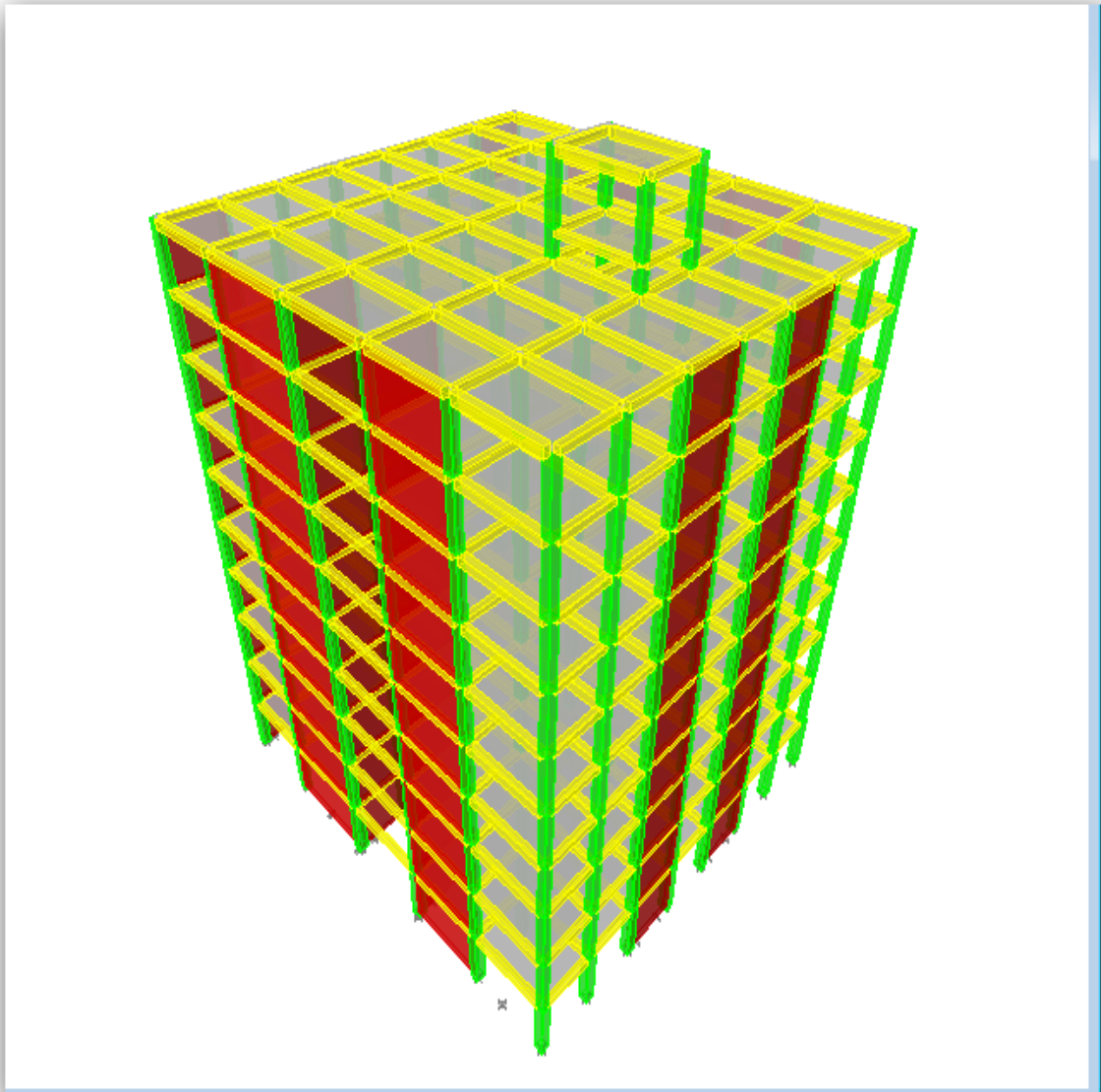


Figure IV.1 : La Vue en 3 D.

IV.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques sont : le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad ; \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

X_{Gi} ; Y_{Gi} : Les Coordonnées de l'élément « i »

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

- **Calcul de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle).

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Donc :

Sens X : $e_a = 0.05 \times 24.5 = 1.225$

Sens Y : $e_a = 0.05 \times 26.73 = 1.336$

Mode de vibration et participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 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 modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et : $T_k \leq 0.20$ s (art 4-14 RPA/2003)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

- **la période fondamentale T :**

Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en Fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$C_T = 0.05$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.05 (37.75)^{\frac{3}{4}} = 0.76 \text{ s}$$

Selon RPA 99/2003 Les valeurs de T calculées à partir des formules de RAY LEIGH ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir de la formule empirique Appropriée de plus 30%.

Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.85 \text{ s}$$

➤ Proposition de variante :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

a) Variante N° 1 :

La première variante que nous avons analysée comporte des voiles disposés selon le schéma montré dans la figure ci-dessous.

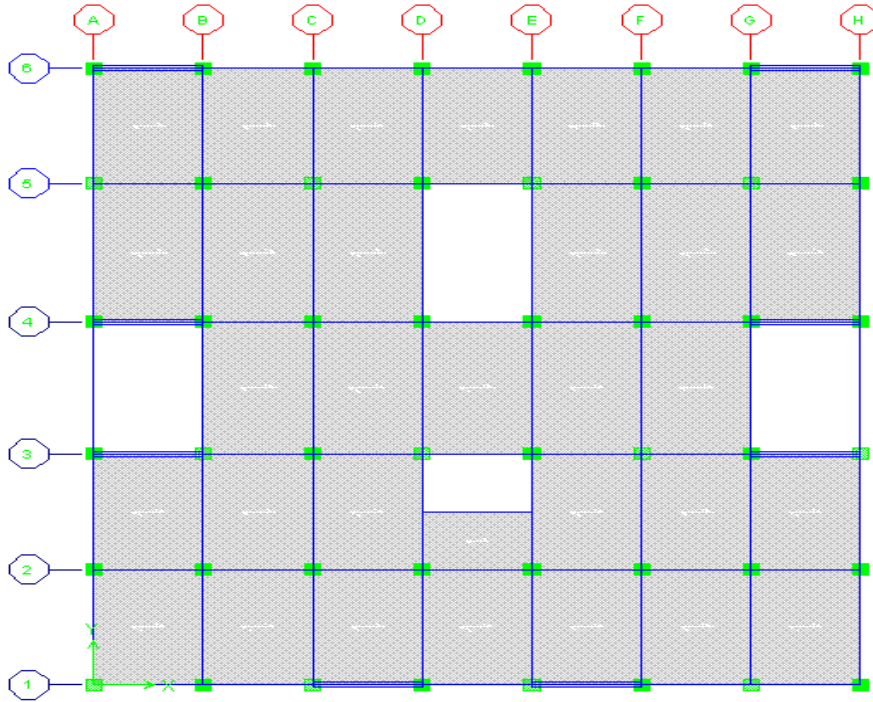


Figure IV.2 : disposition des voiles.

Tableau IV .1 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
RDC	12.261	13.041	12.25	13.124	0.011	0.083
01	12.276	13.38	12.246	13.092	0.03	0.288
02	12.287	13.795	12.242	13.063	0.045	0.732
03	12.25	13.509	12.242	13.03	0.008	0.479
04	12.257	13.461	12.243	12.99	0.014	0.471
05	12.25	13.452	12.245	12.946	0.005	0.506
06	12.25	13.452	12.246	12.901	0.004	0.551
07	12.25	13.452	12.247	12.856	0.003	0.596
08	12.25	13.345	12.247	12.814	0.003	0.531
09	12.25	13.358	12.248	12.774	0.002	0.584
D. pleine	12.25	7.5	12.249	9.163	0.001	1.663
s.machine	12.25	7.5	12.25	7.679	0	0.179

Tableau IV.2 : Coefficient de Participation massique.

Mode	période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.343	0	80.495	0	0	80.495	0
2	0.859323	48.5947	0	0	48.5947	80.495	0
3	0.824131	19.6114	0	0	68.2061	80.495	0
4	0.427628	0	8.853	0	68.2061	89.348	0
5	0.24026	0	3.5686	0	68.2061	92.9166	0
6	0.205523	0.2595	0	0	68.4655	92.9166	0
7	0.19214	15.4337	0	0	83.8993	92.9166	0
8	0.165767	0	1.671	0	83.8993	94.5875	0
9	0.159512	2.3467	0	0	86.246	94.5875	0
10	0.147111	0	0.8739	0	86.246	95.4614	0
11	0.140332	0.0008	0	0	86.2468	95.4614	0
12	0.114264	0	1.442	0	86.2468	96.9034	0

Constatation :

D'après les résultats de tableau, on constate que :

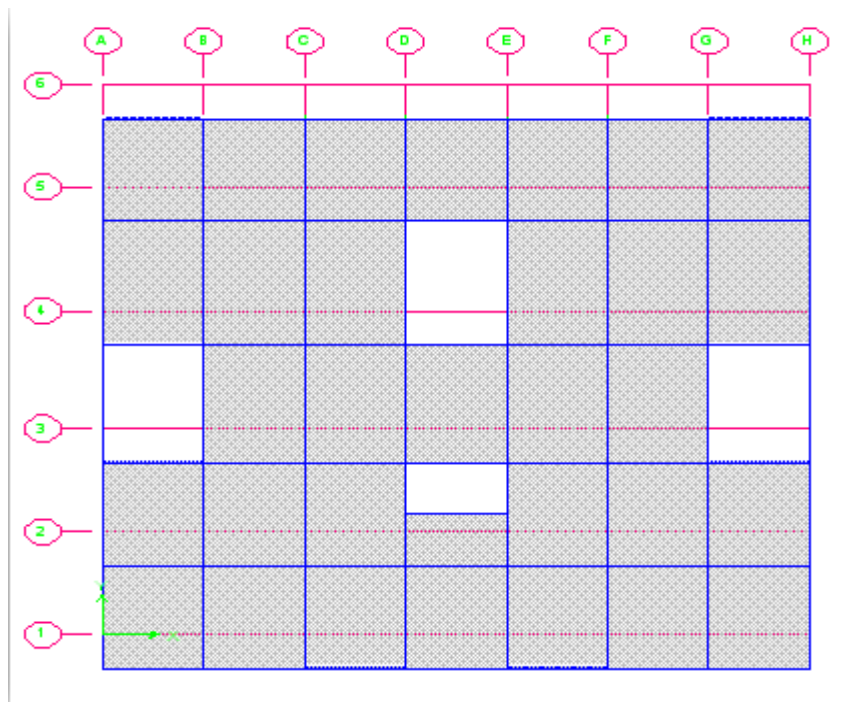
T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 1.34$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.85$ sec)

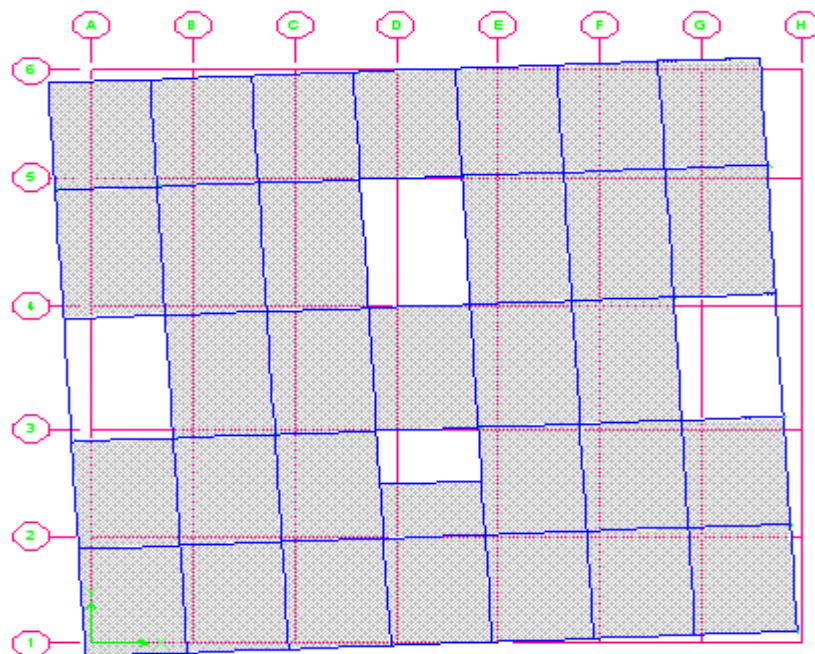
$T_{dyn} = 1.34$ sec < 0.85 sec \Rightarrow condition non vérifiée.

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modal égale à **80.495%**
- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à **48.59 %**
- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à **19.61%** selon (x-x) et **0 %** selon le sens (y-y).

Schéma des modes de vibration :



FigureIV.3: Premier mode de vibration.



FigureIV.4: deuxième mode de vibration.

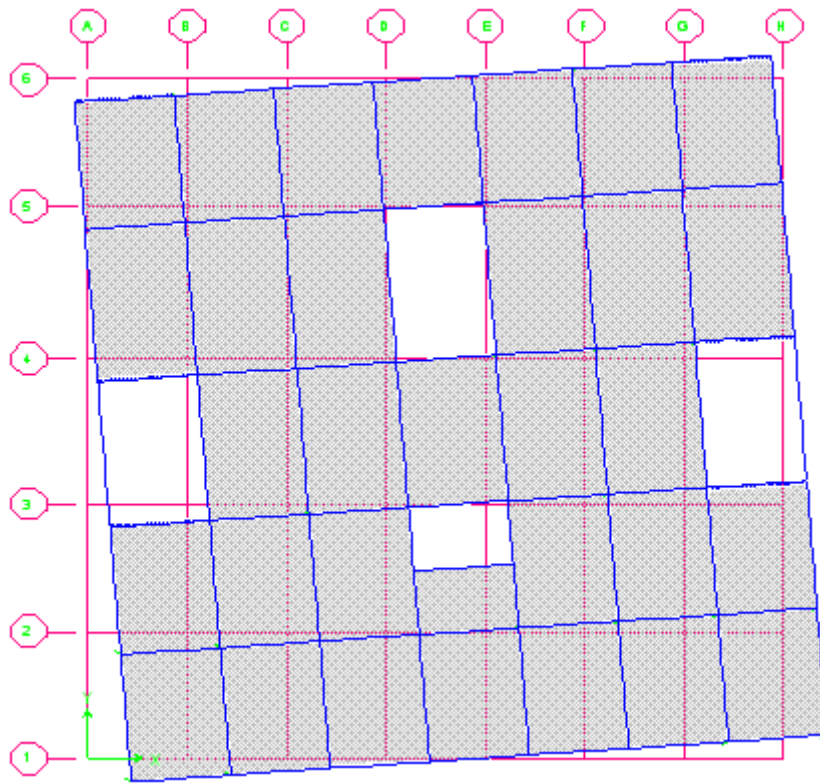


Figure IV.5: troisième mode de vibration.

b) Variante N° 2 :

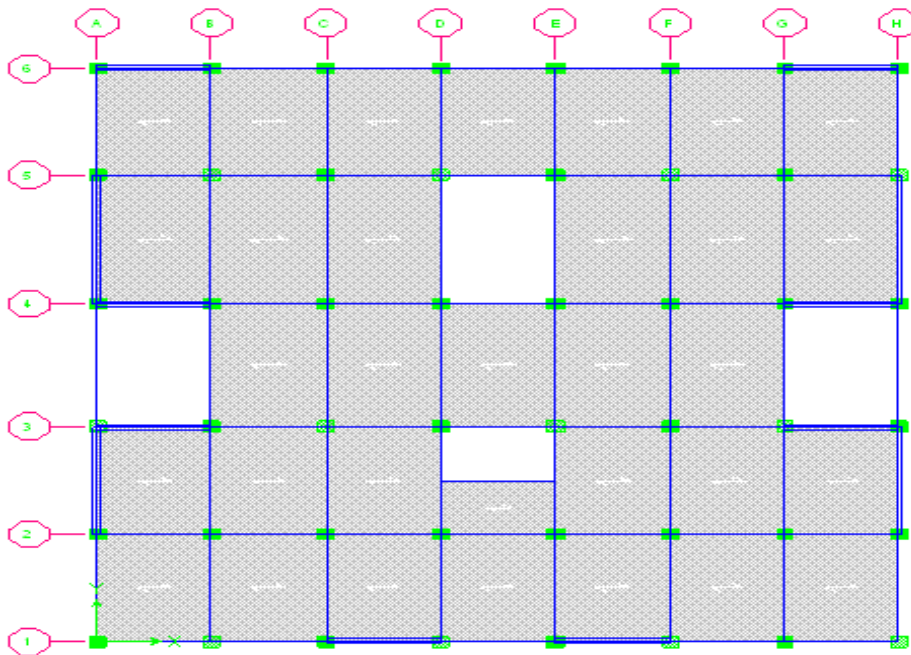


Figure IV.6 : Vue en plan et disposition des voiles.

Tableau IV .3 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
RDC	12.26	13.076	12.25	13.101	0.01	0.025
01	12.275	13.395	12.25	12.978	0.025	0.417
02	12.285	13.785	12.249	12.853	0.036	0.932
03	12.25	13.515	12.249	12.762	0.001	0.753
04	12.257	13.47	12.249	12.691	0.008	0.779
05	12.25	13.462	12.25	12.637	0	0.825
06	12.25	13.462	12.25	12.595	0	0.867
07	12.25	13.462	12.25	12.559	0	0.903
08	12.25	13.361	12.25	12.528	0	0.833
09	12.25	13.365	12.25	12.498	0	0.867
D. pleine	12.25	7.5	12.25	8.34	0	0.84
s.machine	12.25	7.5	12.25	7.577	0	0.077

Tableau IV.4 : Coefficient de Participation massique.

Mode	période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	
1	0.793893	68.0156	0	0	68.0156	0	0	translation
2	0.639872	0	69.5958	0	68.0156	69.5958	0	translation
3	0.558822	0.2351	0	0	68.2507	69.5958	0	rotation
4	0.181625	13.8705	0	0	82.1212	69.5958	0	translation
5	0.160905	0	8.4078	0	82.1212	78.0036	0	translation
6	0.159436	4.5719	0.0001	0	86.6932	78.0037	0	rotation
7	0.143393	0	10.6022	0	86.6932	88.6059	0	translation
8	0.140734	0.0065	0	0	86.6997	88.6059	0	translation
9	0.125862	0.1165	0	0	86.8163	88.606	0	rotation
10	0.07429	6.5474	0	0	93.3637	88.606	0	translation
11	0.068451	0	6.0204	0	93.3637	94.6263	0	translation
12	0.05552	0.0293	0	0	93.393	94.6263	0	rotation

Constatacion :

D'après les résultats de tableau, on constate que :

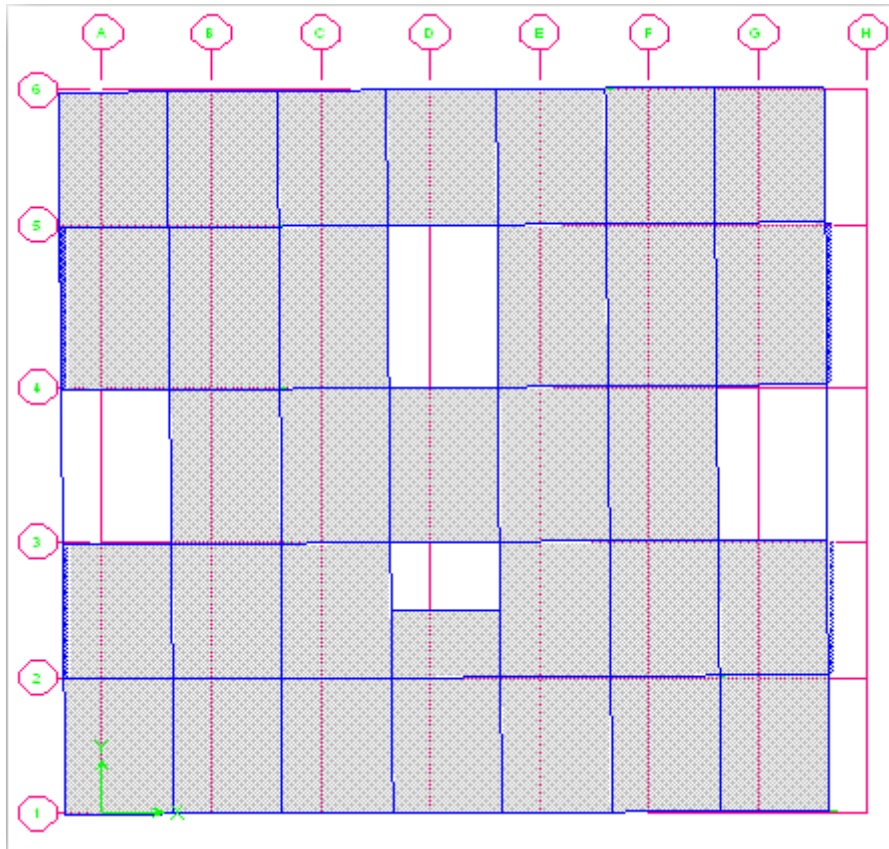
T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.79$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.85$ sec)

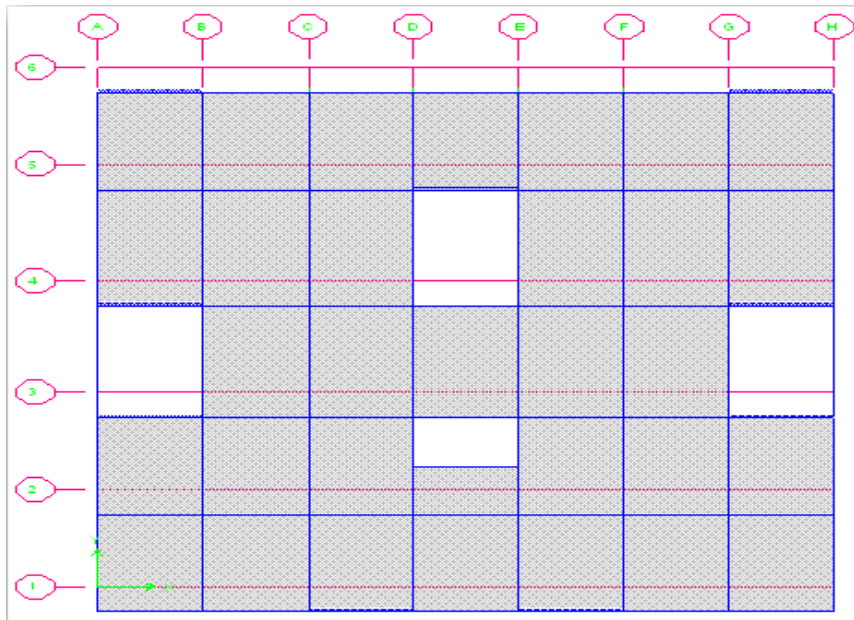
T_{dyn} = 0.79 sec < 0.85 sec ⇒ condition vérifiée.

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à **68.015%**
- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modal égale à **69.59 %**
- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à **0.23%** selon (x-x) et **0 %** selon le sens (y-y).

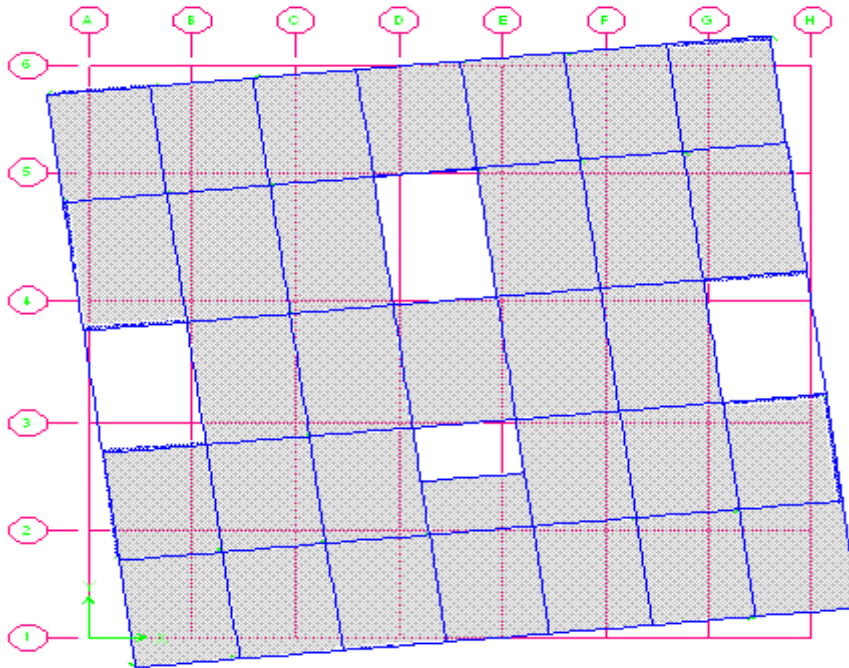
Schéma de mode de vibration :



FigureIV.7: premier mode de vibration.



FigureIV.8: deuxième mode de vibration.



FigureIV.9: troisième mode de vibration.

- **Conclusion :**

Dans la deuxième variante on atteint une participation modale plus faible par rapport à la première variante, mais dans cette dernière les sollicitations dans les poutres sont très grandes ce qui conduit à un ferrailage important et parfois irréalisable c'est pour ça on choisira la deuxième variante. Sachant que dans les deux variantes on a obtenu des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal pour le premier et le deuxième mode, et une torsion avec un faible coefficient de participation modale pour le troisième mode.

IV.3. L'étude sismique:

IV.3.1.Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) Méthode statique équivalente : (Art 4.2)

Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux des actions dynamiques

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II, à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article 4.1.2b (Zone II_a).

b) Méthode modale spectrale :

Principe :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Application :

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec: V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante : q

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

g : accélération de la pesanteur.

Spectre de réponse de calcul :

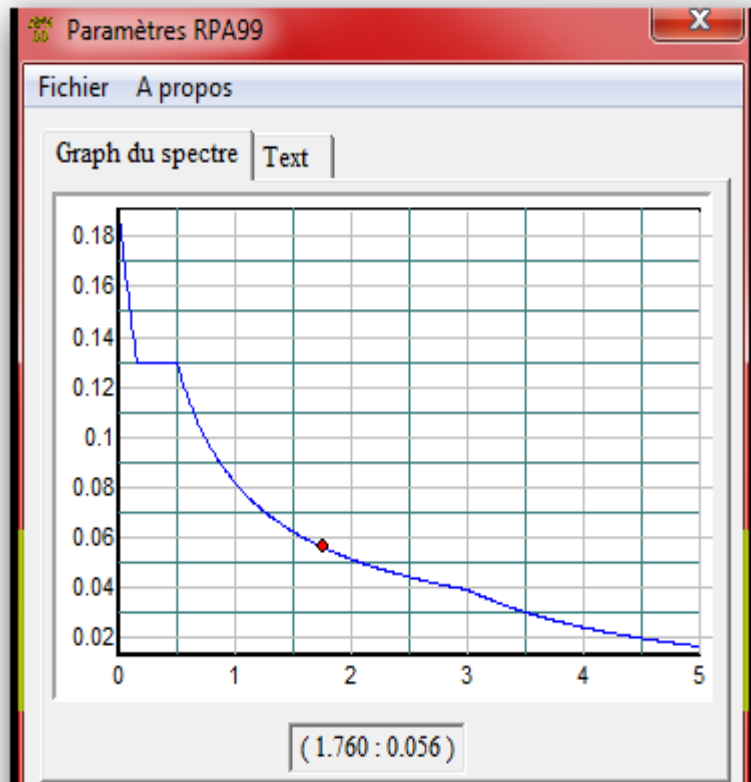


Figure IV.10 : Spectre de réponse de calcul.

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation situé à Bouira (**Zone IIa**)

Groupe d'usage 2 **A= 0.10**

- **Terrain meuble (S3) ⇒ T₁ = 0,15 sec et T₂ = 0,50 sec**

(Tableau (4.7) page 50 RPA99 ver2003)

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule η

Suivant l'article 4.2.3 R.P.A 2003, on a la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Pourcentage d'amortissement de la structure $\xi = 7\%$

(Tableau 4.2R.P.A2003) $\eta = 0.88 > 0.7$

- **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Ou : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99/VER2003)

Tableau IV.5: Valeurs des pénalités.

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NO Observé	0,05
2. Redondance en plan	NO Observé	0.05
3. Régularité en plan	Observé	0
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
	$Q=1+\sum P_q = 1.10$	

- **le pourcentage d'amortissement critique**

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7\%$; (tableau4.2.RPA2003)

- **facteur d'amplification dynamique** : Donné par la formule dans RPA 99/2003

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par les voiles, o peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Où

d : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré (x,y) :

$$d_x = 24.5 \text{ m} \quad \text{et} \quad d_y = 26.73\text{m}$$

$$T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{37.75}{\sqrt{24.5}} = 0.686\text{S}$$

$$T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{37.75}{\sqrt{26.73}} = 0.657\text{S}$$

Dans ce cas de figure, il y a de retenir dans chaque direction considéré la plus petite portée de

Valeurs données respectivement par les deux formules

$$T_x = \min (0.686; 0.79) \implies T_x = 0.686$$

$$T_y = \min (0.657; 0.79) \implies T_y = 0.657 \text{ s}$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3\text{s} \implies 0,50 < 0,686 < 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,78$$

$$\text{Sens y : } T_2 < T_y < 3\text{s} \implies 0,50 < 0.657 < 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.83$$

La force sismique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V_x = \frac{0.10 \times 1.78 \times 1.10}{5} \times 63299.37 = 2478.80 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 1.83 \times 1.10}{5} \times 63299.37 = 2548.43 \text{ KN}$$

Choix de coefficient de comportement R :

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales represent par les portiques et les voiles.

Tableau IV. 6 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3(KN)	F3(KN)	F3(KN)	F3(KN)
RDC	43711.08	56928.1	43.43	56.56

Tableau IV.7 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)
RDC	4390.56	5063.11	407.08	451.9	91.51	91.8	8.48	8.19

Avec : **F3** : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

Conclusion :

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5).

Combinaisons des réponses modales : (RPA 2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ζ_i , ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,588$$

avec : $T_i \leq T_j$

Tableau IV.8 : Valeurs du rapport (r).

Mode	période	r	$10 / (10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})$
1	0.793893	0.80598767	0.588
2	0.639872	0.87333717	0.588
3	0.558822	0.32502541	0.588
4	0.181625	0.88590667	0.588
5	0.160905	0.99089548	0.588
6	0.159436	0.89934397	0.588
7	0.143393	0.98587119	0.588
8	0.140734	0.89040737	0.588
9	0.125862	0.59018399	0.588
10	0.07429	0.92140261	0.588
11	0.068451	0.81109115	0.588
12	0.05552	0	0.588

Remarque :

Tous les réponses modales sont indépendantes les unes des autres sauf une qui n'est pas

indépendantes donc : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_x=2952.41 \text{ KN}$

$E_y=3292.38 \text{ KN}$

Calcul de l'effort tranchant à la base :

$V_t = Sa/g \times \alpha_i \times W$

Tableau IV.9: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période	Sa/g	(α)%	W (KN)	V _t (KN)
1	0.793898	0.04347436	68.0156	63299.3782	1871.72127
2	0.639872	0.05037851	0	63299.3782	0
3	0.558824	0.05521095	0.2351	63299.3782	8.21631901
4	0.181632	0.11591651	13.8705	63299.3782	1017.74003
5	0.160909	0.1245117	0	63299.3782	0
6	0.159444	0.12541684	4.5719	63299.3782	362.954362
7	0.143395	0.13530857	0	63299.3782	0
8	0.141369	0.13583001	0.0065	63299.3782	0.55886709
9	0.125876	0.14933806	0.1165	63299.3782	11.0127524
10	0.07429	0.21184867	6.5474	63299.3782	877.999078
11	0.068451	0.22597885	0	63299.3782	0
12	0.05552	0.25902943	0.0293	63299.3782	4.80414574

Tableau IV.10 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversale).

Mode	Périodes	Sa/g	(α)%	W (KN)	Vt (KN)
1	0.793898	0.04347436	0	63299.3782	0
2	0.639872	0.05037851	69.5958	63299.3782	2219.3602
3	0.558824	0.05521095	0	63299.3782	0
4	0.181632	0.11591651	0	63299.3782	0
5	0.160909	0.1245117	8.4078	63299.3782	662.661866
6	0.159444	0.12541684	0.0001	63299.3782	0.00793881
7	0.143395	0.13530857	10.6022	63299.3782	908.072954
8	0.141369	0.13583001	0	63299.3782	0
9	0.125876	0.14933806	0	63299.3782	0
10	0.07429	0.21184867	0	63299.3782	0
11	0.068451	0.22597885	6.0204	63299.3782	861.177323
12	0.05552	0.25902943	0	63299.3782	0

IV.3.2 Vérification des exigences de RPA 2003 :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/2003** et relative à résultante des forces sismique. En effet la résultante des forces sismique à la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente v pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $v_t < 0.8 v_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments,)

Sens	V (t) (kN)	V (stat.eq)	80%V sta	$V_t \geq 0.8V_{sta}$
X	2952.41	3541.14	2832.91	Oui
Y	3292.38	3640.61	2912.48	Oui

IV.3.3 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99/2003, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (RPA 99/2003.Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{adm} = 1\%h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{K-1}	Δ_k (x)(m)	$\Delta_{k adm}$ (m)	Observation
Salle machine	0.0239	3.5	0.08365	0.077	0.00665	0.0323	Vérifier
Salle pleine	0.022	3.5	0.077	0.07455	0.00245	0.012	Vérifier
9	0.0213	3.5	0.07455	0.0658	0.00875	0.0323	Vérifier
8	0.0188	3.5	0.0658	0.0567	0.0091	0.0323	Vérifier
7	0.0162	3.5	0.0567	0.0476	0.0091	0.0323	Vérifier
6	0.0136	3.5	0.0476	0.0385	0.0091	0.0323	Vérifier
5	0.011	3.5	0.0385	0.0294	0.0091	0.0323	Vérifier
4	0.0084	3.5	0.0294	0.021	0.0084	0.0323	Vérifier
3	0.006	3.5	0.021	0.01365	0.00735	0.0323	Vérifier
2	0.0039	3.5	0.01365	0.00665	0.007	0.0357	Vérifier
1	0.0019	3.5	0.00665	0.0021	0.00455	0.0357	Vérifier
RDC	0.0006	3.5	0.0021	0	0.0021	0.0357	Vérifier

Tableau IV.12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{K-1}	Δ_k (y)(m)	$\Delta_{k adm}$ (m)	Observation
Salle machine	0.0182	3.5	0.0637	0.05845	0.00525	0.0323	Vérifier
Salle pleine	0.0167	3.5	0.05845	0.05635	0.0021	0.012	Vérifier
9	0.0161	3.5	0.05635	0.05005	0.0063	0.0323	Vérifier
8	0.0143	3.5	0.05005	0.0434	0.00665	0.0323	Vérifier
7	0.0124	3.5	0.0434	0.03675	0.00665	0.0323	Vérifier
6	0.0105	3.5	0.03675	0.02975	0.007	0.0323	Vérifier
5	0.0085	3.5	0.02975	0.0231	0.00665	0.0323	Vérifier
4	0.0066	3.5	0.0231	0.0168	0.0063	0.0323	Vérifier
3	0.0048	3.5	0.0168	0.0112	0.0056	0.0323	Vérifier
2	0.0032	3.5	0.0112	0.0056	0.0056	0.0357	Vérifier
1	0.0016	3.5	0.0056	0.00175	0.00385	0.0357	Vérifier
RDC	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.0357	Vérifier

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=i}^n W_j H_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans notre cas $T = 0.657 < 0.7s$ donc $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Distribution de la résultante des forces sismiques.

Niveaux	Effort tranchant		Poids W(KN)	h(m)	h×W (KN.m)	Effort sismique	
	VX (KN)	VY (KN)				FX (KN)	FY (KN)
S.machine	100.11	106.48	241.11999	37.75	9102.27962	0.76639384	0.81515948
D.pleine	120.61	127.66	151.851933	34.52	5241.92873	0.53173935	0.56282104
9	1140.08	1251.24	6665.80082	33.32	222104.483	212.969309	233.734228
8	1871.89	2112.3	6140.10745	30.09	184755.833	290.872627	328.229891
7	2440.55	2803.13	6214.81747	26.86	166929.997	342.646631	393.551884
6	2920.78	3380.45	6214.81747	23.63	146856.137	360.757456	417.533174
5	3337.71	3872.63	6214.81747	20.4	126782.276	355.902891	412.941871
4	3679.59	4275.04	6218.75716	17.17	106776.06	330.443865	383.917975
3	3949.24	4588.04	6149.52505	13.94	85724.3792	284.735913	330.792698
2	4169.68	4833.63	6101.68855	10.71	65349.0844	229.174664	265.666798
1	4335.45	5016.22	6442.63608	7.14	46000.4216	167.733714	194.071945
RDC	4408.23	5101.81	6543.43873	3.57	23360.0763	86.6089698	100.235811
Σ	/	/	63299.3782	/		/	/

IV.3.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99/2003.Art 5.9) :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{qi})$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'XX'

Niveau	P	VX	H	Δ_K	θ_K	Obs
S.machine	241.11999	100.11	3.23	0.00665	0.00495878	vérifié
D.pleine	151.851933	120.61	1.2	0.00245	0.00257053	vérifié
9	6665.80082	1140.08	3.23	0.00875	0.01583881	vérifié
8	6140.10745	1871.89	3.23	0.0091	0.00924133	vérifié
7	6214.81747	2440.55	3.23	0.0091	0.0071743	vérifié
6	6214.81747	2920.78	3.23	0.0091	0.00599471	vérifié
5	6214.81747	3337.71	3.23	0.0091	0.00524588	vérifié
4	6218.75716	3679.59	3.23	0.0084	0.00439522	vérifié
3	6149.52505	3949.24	3.23	0.00735	0.00354334	vérifié
2	6101.68855	4169.68	3.57	0.007	0.00286931	vérifié
1	6442.63608	4335.45	3.57	0.00455	0.00189397	vérifié
RDC	6543.43873	4408.23	3.57	0.0021	0.00087316	vérifié

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'YY'.

Niveau	P	VY	H	Δ_K	θ_K	Obs
S.machine	241.11999	106.48	3.23	0.00525	0.00368063	vérifié
D.pleine	151.851933	127.66	1.2	0.0021	0.00208163	vérifié
9	6665.80082	1251.24	3.23	0.0063	0.01039082	vérifié
8	6140.10745	2112.3	3.23	0.00665	0.00598466	vérifié
7	6214.81747	2803.13	3.23	0.00665	0.00456462	vérifié
6	6214.81747	3380.45	3.23	0.007	0.00398428	vérifié
5	6214.81747	3872.63	3.23	0.00665	0.00330401	vérifié
4	6218.75716	4275.04	3.23	0.0063	0.00283728	vérifié
3	6149.52505	4588.04	3.23	0.0056	0.00232381	vérifié
2	6101.68855	4833.63	3.57	0.0056	0.00198014	vérifié
1	6442.63608	5016.22	3.57	0.00385	0.00138509	vérifié
RDC	6543.43873	5101.81	3.57	0.00175	0.00062871	vérifié

Conclusion :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.5 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA 2003 exige la vérification prescrite par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$N_u = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec N : l'effort normal maximal.

B : l'aire de la section brute.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit.

	SECTION	N(KN)	F _{c28}	N _{rd}	Obs
Sous-sol	65x65	2984.14	25	0.28	≤0.3.....vérifié
RDC	60x60	2726.29	25	0.29	≤0.3.....vérifié
Etage courant	50x50	2503.5	25	0.3	≤0.3.....vérifié

IV.3.6 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03 Art.5.5.)

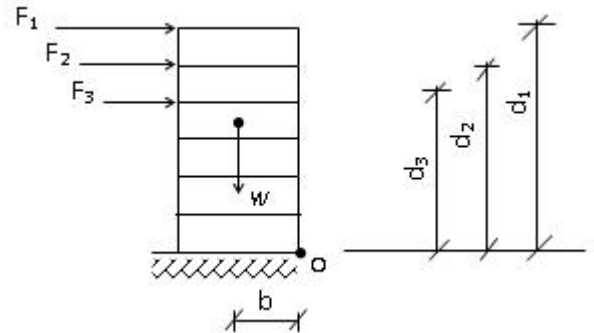
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{\text{renversement}} = M_{F_{t/o}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/o} = W \times b$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$



	W	b	Ms	Mr	Ms / Mr	Observation
	(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)		
Sens X-X	63299.37817	12.25	775417.3826	54488.60108	14.23081832	>1.5..... vérifiée
Sens Y-Y	63299.37817	13.365	845996.1893	62367.7182	13.56464873	>1.5..... vérifiée

• Conclusion :

On a $M_s / M_r > 1.5$: donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions

- Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferrailage correct, on peut donc passer à l'étape du ferrailage.

V

Chapitre

*Ferraillage des
éléments résistants*

V.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés pour assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poutres de rive sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants et aux efforts normaux .
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

V.2. 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 dans les situations suivantes :

- Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :

• **Tableau V.1 : Valeurs des contraintes.**

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21.74	1	400	400

V.2.1 Combinaisons des charges :

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- **Selon BAEL 91** (situation Durable)

$E L U \longrightarrow 1,35 G + 1,5 Q$

$E L S \longrightarrow G + Q$

- **Selon RPA 99/V2003** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

- N_{max} et M_2, M_3 correspondant
- N_{min} et M_2, M_3 correspondant
- M_{max} et N correspondant

V.2.2 Armatures longitudinales :

- **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

Leur pourcentage minimal est : **0.8%**.....**zone II_a**

Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\% \dots \dots \dots \text{zone courante} \\ 6\% \dots \dots \dots \text{zone recouvrement} \end{cases}$

Le diamètre minimum est : 12mm

La longueur minimale des recouvrements : $40\emptyset$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

• **Recommandations de BAEL (Art 8.2.3) :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

• **Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

V.2.3 Exemple de calcul :

a) Ferrailage longitudinal :

$$\begin{cases} N_u = -2454.52 \text{ KN} \\ M_U = -38.479 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = -27.436 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = -1786.63 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{38.479}{2454.52} + 0.02 = 0.0356\text{m}$$

Sollicitation :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.499 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.499}{0.6} = 4.165$$

$$\text{MAX}\left(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h}\right) = \text{MAX}\left(15 ; 20 \times \frac{0.0356}{0.60}\right) = 15$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{h} = 4.16 < \text{MAX}(15; 1.18) = 15$$

- calcule en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_U}{1.5 M_{ser}}\right) \quad \text{Donc} \quad \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{38.479}{1.5 \times 27.436}\right) \quad \alpha = 0.649$$

Or on a:

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Theta)$$

Avec $\Theta = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$e_2 = \frac{3 \times 2.499^2}{10^4 \times 3.57} (2 + 0.649 \times 2) = 0.00173 \text{ m}$$

- **Sollicitation :**

$$M_{UGO} = N_U(e_1 + e_2) = 2454.52 \times (0.0356 + 0.0017) = 91.55 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = (0.0356 + 0.0017)$$

$$e_0 = 0.0373 \text{ m}$$

- **Sollicitation :**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0373 + \left(0.57 - \frac{0.6}{2}\right) = 0.307 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 2454.52 \times 0.307 = 753.53 \text{ KN.m}$$

à ELS :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.015 \text{ m}$$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.015 + (0.57 - 0.30) = 0.285 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A = 1786.63 \times 0.285 = 509.18 \text{ KN.m.}$$

à L'ELU :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.48$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.225$$

$\mu_{bc} > \mu_{bu}$ Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des armatures :

$$\gamma = \frac{M_{Ua}}{M_{serA}} = 1.47$$

$$\mu_{LU} = 10^{-4}(3440 \times 1.48 + 49 \times 25 - 3050) = 0.32$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_{LU} \Rightarrow A' \neq 0$

$$\mu_{bu} < 0.275$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.57 \times (1 - 0.6 \times 0.225) = 0.49 \text{ m}$$

$$A_{fs} = M_{UA} / (Z_b \cdot f_{ed}) = \frac{753.53}{0.49 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2$$

- **En flexion composée :**

$$A'_{FC} = A_{fs} = 0$$

$$A_{FC} = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 4.42 - \frac{2454.52}{348} = -2.63 \text{ cm}^2 =$$

$$A_{FC} = \text{Max}(A_{\text{minBAEL}}, A_{\text{minRPA}}, A_{\text{cal}})$$

$$A_{\text{minBAEL}} = A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \times \frac{e^{-0.45d}}{e^{-0.185d}}$$

$$A_{\text{minBAEL}} = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{minRPA}} = 0.8\% \times S = 0.008 \times (60 \times 60) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferraillage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire) :

- **Situation durable** : Combinaison : 1.35G +1.5Q.

Tableau V.2 : Ferrailage longitudinal des Poteaux à l'ELU.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A_{cal}	A_{min} bael	A_{RPA}	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Sous-sol(1 et 2)	$N_{max}=2984.14$	$M_{cor}=0$	65x65	0.00	12.21	33.8	4T20+12T16
	$N_{min}= 582.78$	$M_{cor} = -1.733$		0.00			
	$N_{cor} = -708.97$	$M_{max} = -16.197$		0.00			
(RDC)	$N_{max}=2454.52$	$M_{cor} = -38.479$	60x60	0.00	10.7	28.8	16T16
	$N_{min} = -755$	$M_{cor} = 19.377$		0.00			
	$N_{cor} = -1369.87$	$M_{max}=-49.978$		0.00			
Etage courant	$N_{max}=2179.61$	$M_{cor} = -9.212$	50x50	0.00	7.09	20	4T16+8T14
	$N_{min}= 571.07$	$M_{cor} = 12.931$		0.00			
	$N_{cor} = 1204.53$	$M_{max}=-39.818$		0.00			

- **Situation accidentelle** :

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux à L'ELA.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A_{cal}	A_{min} bael	A_{RPA}	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Sous-sol(1 et 2)	$N_{max}= 2196.07$	$M_{cor}=0$	65x65	0.00	12.21	33.8	4T20+12T16
	$N_{min}= 585$	$M_{cor} = 1.028$		0.00			
	$N_{cor} = 611.86$	$M_{max} = 24.612$		0.00			
(RDC)	$N_{max}=1897$	$M_{cor} = 34.55$	60x60	0.00	10.7	28.8	16T16
	$N_{min} = 744$	$M_{cor} = 55.289$		0.00			
	$N_{cor} = 889.73$	$M_{max}=79.67$		0.00			
Etage courant	$N_{max}=1592.15$	$M_{cor} =15.604$	50x50	0.00	7.09	20	4T16+8T14
	$N_{min}= 547.39$	$M_{cor} = 2.223$		0.00			
	$N_{cor} = 987.41$	$M_{max}= 42.375$		0.00			

b) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

➤ **Recommandation du R.P.A :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

- V_u : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur total de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal
- ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \\ \rho_a = 3.75 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \longrightarrow \lambda_g \text{ (l'encastrement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$\left. \begin{array}{l} t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone I et II} \\ \text{Zone II } \{ t' \leq 15\phi_l \} \end{array} \right\}$	zone nodale zone courante
--	------------------------------

ϕ_l : Diamètre minimale des armature longitudinales

On adopte un espacement de :

- 8 cm** en zone nodale
- 12 cm** en zone courante

• **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{b \times t} \geq \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int repolation} & 5 \geq \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum=10cm.

Exemple de calcul :

Poteaux de RDC (60x60) :

$$V_{\max} = 33.1 \text{ KN}$$

Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.6} = 4.165 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 33.1 \times 10}{600 \times 400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g < 5$ donc on prend un pourcentage minimal par interpolation = 0,51%

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{b \times t} = 0.51\% \times S(\text{RPA99/2003}) \dots\dots \frac{0.62}{12 \times 60} = 0.08\% < 0.51\% \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$A_{t \min} \geq 0.51\% \times b \times t$$

$$A_{t \min} \geq 0.0051 \times 60 \times 12 = 3.672 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6HA10

Zone nodale :

$$A_t = \frac{80 \times 3.75 \times 33.1 \times 10}{600 \times 400} = 0.41 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{b \times t} = 0.51\% \times S(\text{RPA99/2003}) \dots\dots \frac{0.41}{8 \times 60} = 0.08\% < 0.51\% \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$A_{t \min} \geq 0.0051 \times b \times t$$

$$A_{t \min} \geq 0.0051 \times 60 \times 8 = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6HA10

V.2.4. Vérifications diverses :

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

- **Exemple de calcul :**

Poteau RDC (60x60) :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{33.1 \times 10^3}{600 \times 570} = 0.096 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

- **Zone courante :**

Tableau V.4 : Armature transversal (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	S _t (cm)	
									Z.N	Z.C
65x65	15.48	12	0.267	3.84	3.75	0.038	6HA10	4.71	12	8
60x60	33.1	12	0.62	4.16	3.75	0.096	6HA10	4.71	12	8
50x50	37.75	12	0.849	4.52	3.75	0.160	6HA8	3.02	12	8

- **Zone nodale :**

Tableau V.5 : Armature transversal (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)
65x65	15.48	8	0.17	3.84	3.75	0.038	6HA 10	4.71
60x60	33.1	8	0.41	4.16	3.75	0.096	6HA10	4.71
50x50	37.75	8	0.56	4.52	3.75	0.160	6HA8	3.02

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

On résout l'équation du troisième degré : $y^3 + py + q = 0$ On obtient : y_1, y_2 et y_3

Avec :

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$p = -3C^2 - 90 \times A_s' \times \frac{c - d'}{b} + 90 \times A_s \frac{d - c}{b}$$

$$q = -2c3 - 90 \times A_s' \times \frac{(c - d')^2}{b} + 90 \times A_s \frac{(c - d)^2}{b}$$

Puis : $y_{ser} = y + c$ représente la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

On choisit parmi les trois solutions y_1, y_2 et y_3 celle qui donne : $0 \leq y_{ser} \leq d$

- Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcule l'aire de la section homogène totale

$$(S = b \times h + 15(A_s + A_s'))$$

La position du centre de gravité résistant qui est suitée à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times \left(\frac{h}{2} - d\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A_s')}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 \left[A_s' \times \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \times \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} = \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de béton.

Poteaux	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A adopté (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
65x65	0	2170.84	36.69	4.5	15	CV
60x60	27.436	1786.63	32.17	5	15	CV
50 x50	6.609	1587.49	20.36	5.9	15	CV

Tableau V.7 : Vérification des contraintes d'acier.

Poteaux	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A adopté (cm²)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
65x65	0	2170.84	36.69	68.2	348	CV
60x60	27.436	1786.63	32.17	73.4	348	CV
50 x50	6.609	1587.49	20.36	88.1	348	CV

Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 2454.52 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.499 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.010 \text{ m}^4$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2$$

$$\text{soit } \lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.010}{0.36}} = 0.166 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.166 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 15.05$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\Delta = 0.81$$

On vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = 1377.59. \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(60 - 3)(60 - 3)] = 3249 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• Calcul de N_{ultim} :

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_{\text{ultim}} = 5779.80 \text{ kN.}$$

$$N_{\text{ultim}} = 5779.80 > N_{\max} = 2179.61 \dots \dots \text{ C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de l'effort normal ultime.

Poteau	Section (cm²)	L₀ (m)	L_f (m)	λ	A (cm²)	N_{max}(kN)	N_{ultim}(kN)	Vérification
RDC	60x60	3.57	2.499	15.05	32.17	2179.61	5779.80	Vérifiée

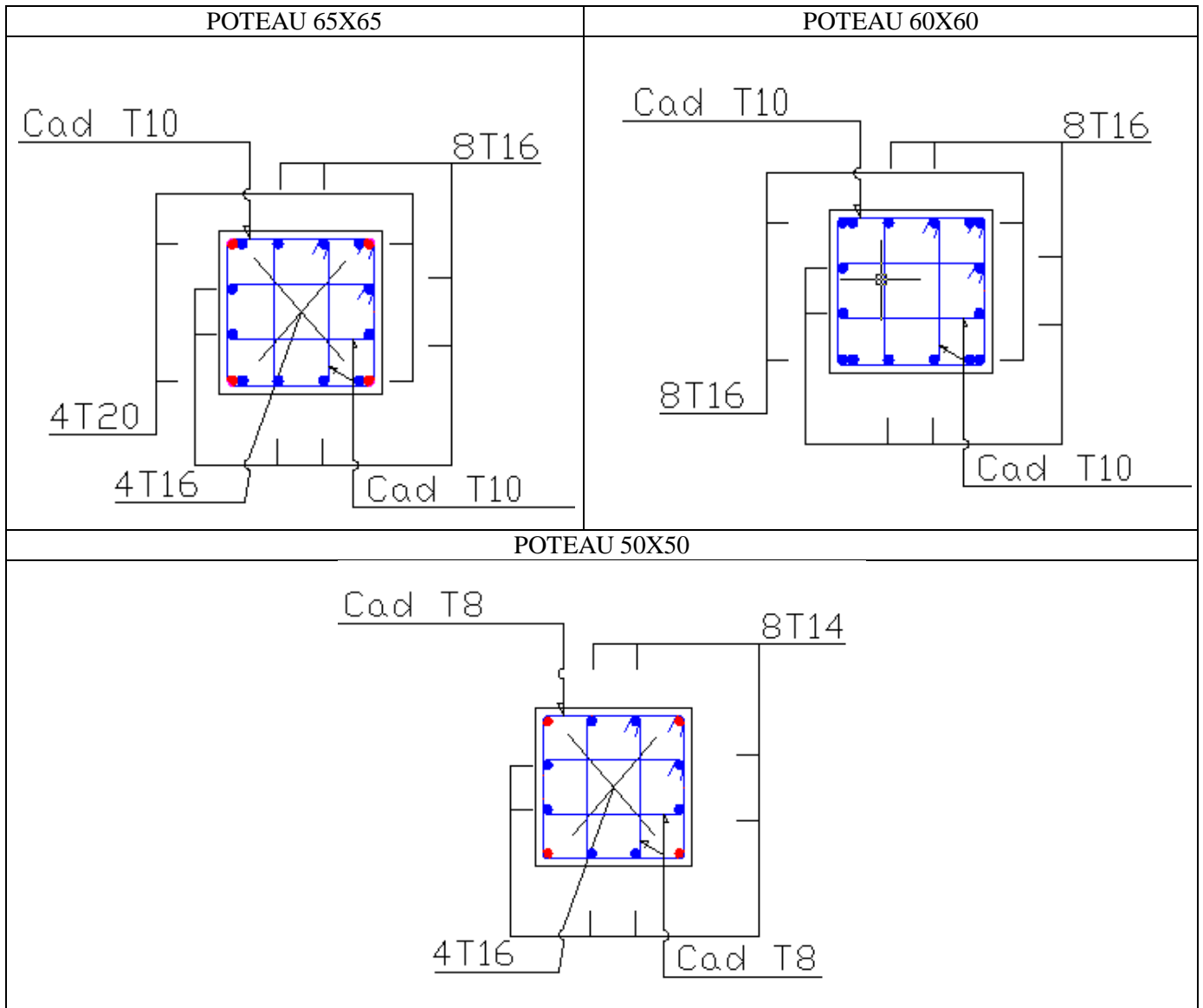


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.).

V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.

- **Poutres principales** : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,875 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- **Poutres principales** : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires** : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II_a).
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

b) Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA99/ver2003 exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
- En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $S \leq h/2$ ».

V.3.2 Exemple d'application :

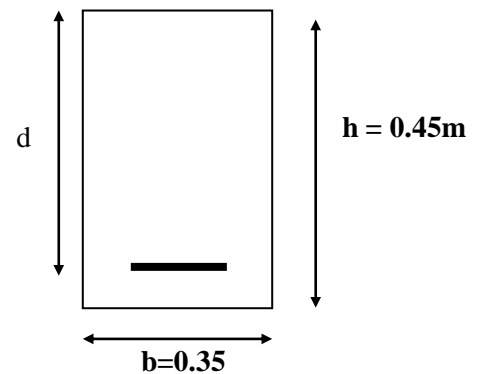
a) Ferrailage longitudinal :

$F_c = 400 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b = 1.15 \quad \theta = 0.85 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad , \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$



Ferrailage en travées :

Ferrailage sous les combinaisons durable à L'ELU :

$$M_{t \max} = 67.043 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 modifié 99 :

Le moment réduit est :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67.043 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.17} = 0.076$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.29 > \mu_{bu} = 0.076$$

$$A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow$ méthode simplifier

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z = 0.408 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{67.043 \times 10^6}{408 \times 348} = 472 \text{ mm}^2 = 4.72 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sur appui :

Ferrailage sous les combinaisons durable à L'ELU :

$$M_{a \max} = -105.295$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{105.295 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.17} = 0.120$$

$$\beta = 0.8\alpha_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 0.128$$

$$A_s = \beta bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.128 \times 35 \times 42 \times \frac{14.17}{400} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée :** $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
- **Sur appui :** $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul (SOCOTEC), Pour le calcul des différentes sections de ferrailage

- **poutres principales :**

Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.

		Poutre (35X45) cm²			
Zone	Position	M (kN.m)	Combinaison	A_{cal} (cm²)	A_{min}(RPA) (cm²)
Zone 01 Sous-Sol (01et 02)	travée	66.353	ELU	4.73	7.875
	appui	-96.369	ELU	7.02	7.875
		6.701	0.8G+E _y	0.40	7.875
Zone 02 RDC	travée	67.043	ELU	4.81	7.875
	appui	-105.295	ELU	6.66	7.875
		20.516	0.8G+E _y	1.23	7.875
Zone 03 Etages courants	travée	66.835	ELU	4.77	7.875
	appui	-136.477	ELU	10.24	7.875
		51.802	0.8G+E _y	3.15	7.875

• **Remarque :**

On remarque que la température n'a pas d'influence sur le ferrailage.

Choix des barres :

		travée			appuis		
		$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_s \text{ choix}$	$A_s \text{ adopté}$ (cm^2)	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_s \text{ choix}$	$A_s \text{ adopté}$ (cm^2)
Zone 1 Sous-sol (1 et 2)	Sup	0.00	3T14	4.62	7.02	3T14+3T12	8.01
	Inf	4.73	6T12	6.79	0.40	3T12	3.39
RDC	Sup	0.00	3T14	4.62	6.66	5T14	7.7
	Inf	4.81	5T12	5.54	1.23	3T12	3.39
Etages courants	Sup	0.00	3T16	6.03	10.24	3T16+3T14	10.65
	Inf	4.77	6T12	6.79	3.15	3T12	3.39

• **Les poutres secondaires:**

Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

		Poutre (35X30) cm^2			
Zone 01 Sous-Sol (01et 02)	Position	M (kN.m)	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	$A_{\text{min(RPA)}}$ (cm^2)
		travée	21.272	ELU	1.96
appui		-20.32	G+Q+E _X	1.92	5.25
		16.283	G+Q+E _X	1.53	5.25
Zone 02 RDC	travée	14.076	ELU	1.28	5.25
	appui	-34.916	G+Q+E _X	2.81	5.25
		30.94	G+Q+E _X	2.48	5.25
Zone 03 Etages courants	travée	25.863	ELU	2.39	5.25
	appui	-88.213	G+Q+E _X	7.44	5.25
		81.86	G+Q+E _X	6.86	5.25

Choix des barres :

		travée			appuis		
		$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_s \text{ choix}$	$A_s \text{ adopté}$ (cm^2)	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_s \text{ choix}$	$A_s \text{ adopté}$ (cm^2)
Zone 1 Sous-sol (1 et 2)	Sup	0.00	3T12	3.39	1.92	5T12	5.65
	Inf	1.96	5T12	5.65	1.53	3T12	3.39
Zone 02 RDC	Sup	0.00	3T12	3.39	2.81	5T12	5.65
	Inf	1.28	5T12	5.65	2.48	3T12	3.39
Zone 03 Etages courants	Sup	0.00	3T14	4.62	7.44	6T14	9.24
	Inf	2.39	3T14+2T12	6.88	6.86	6T14	9.24

b) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 : Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

• Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$**

Donc :

On adopte les espacements suivants : **$S_t = 20\text{cm}$** .

$$A_t \geq \frac{1}{400} \times 0.4 \times 0.3 \times 0.20 \quad \longrightarrow \quad A_t = 0.60\text{cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \left\{ \frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1, 2 \right\} = 1.28 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1, 2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Selon le RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0.003 \times St \times b$**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace maximal poutre principale (45x35) :**

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L) = \min (45/4, 12 \phi_L) = 11.25 \text{ cm} \implies \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 22.5 \text{ cm} \implies \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

➤ **L'espace maximal poutre secondaire (35x30) :**

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L) = 8.75 \text{ cm} \implies \mathbf{St = 8 \text{ cm}}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq h/2; St = 15 \text{ cm} \implies \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

L'espace maximal :

- En zone nodale : **St = 8 cm**
- En zone courante : **St = 15 cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

(On aura un cadre et une épingle de diamètre Ø8).

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 40 \varnothing$

Soit : 80 cm pour les Ø16 et 80 cm pour les Ø14 et 50 cm pour les Ø12

V.3.3.Vérification nécessaire pour les poutres :

La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$\left. \begin{aligned} A_L &\geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = 1.77 \text{ cm}^2 > 8.93 \dots \dots \dots \text{PP} \\ A_L &\geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = 1.15 \text{ cm}^2 > 9.04 \dots \dots \dots \text{PS} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% . b . h$.

Toutes les sections d'acier adoptes dans le ferrailage sont comprises entre : $A_{s \text{ RPA } \min}$ et $A_{s \text{ RPA } \max}$

Donc la condition est vérifiée

La contrainte tangentielle :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

- **Poutres Principales :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{115.55 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.7 < \bar{\tau}_u$$

- **Poutres Secondaire :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{60.7 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.63 < \bar{\tau}_u$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

Contrainte d'adhérence:

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \cdot \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de contrainte d'adhérence.

	V_U (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Observation
Poutres Principales	115.55	33.91	0.9	3,15	vérifiée
Poutres secondaires	60.7	22.6	0.93	3,15	vérifiée

Donc pas de risque d'entérinement des barres

Influence de l'effort tranchant aux appuis:

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4ab \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a=0.9d$

- **Sens principale**

$$V_u = 115.55 \text{ KN} \leq 1058.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Sens transversale**

$$V_u = 60.7 \text{ KN} \leq 614.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes :

La condition à vérifier est la suivante :

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

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes du béton.

Type	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	En travée	6.79	50.289	5.3	15	vérifiée
	Sur appuis	10.65	99.602	6.2		
		3.39	50.28	3.7		
Poutres secondaires	En travée	4.62	41.48	3.4	15	vérifiée
	Sur appuis	9.24	46.02	2,69		
		9.24	41.498	2		

Tableau V.13 : Vérification des contraintes des aciers.

Type des poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _s	$\overline{\sigma}_s$	Observation σ _s ≤ $\overline{\sigma}_s$
Poutres principales	En travée	6.79	50.289	194.3	348	vérifiée
	Sur appuis	9.24	99.602	251.7		
		4.62	50.28	246.9		
Poutres secondaires	En travée	5.65	41.78		348	vérifiée
	Sur appuis	6.79	46.022	155.7		
		6.79	41.498	142.1		

Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$; 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$; 3) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique, M₀ = (q_sl²/8)

A_s: section d'armature tendu correspondante

f_e: limite d'élasticité de l'acier

• **Poutre principale (45x35) :**

• $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{600} = 0.075 > 0.0625$condition vérifiée

• $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{35 \times 42} = 0.0038 \leq 0.0105$ condition vérifiée

• $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

Avec: $q_s = 26.81 + 3.93 = 30.74 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = 30.74 \times \frac{6^2}{8} = 138.33 \text{ KN.m}$$

$$0.075 > \frac{1}{10} \times \frac{46.12}{138.33} = 0.033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Poutre secondaire (35x30):**

- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{30 \times 32} = 0.0058 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad q_s = 44.92 + 2.625 = 47.545 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = 47.545 \times \frac{3.5^2}{8} = 72.80 \text{ KN.m}$$

$$0.1 > \frac{1}{10} \times \frac{25.99}{72.80} = 0.035 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

ZONE	En appui	En travée
Sous-sol (1-2)		
RDC		
Etage Courant		

Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales .

ZONE	En appui	En travée
Sous-sol (1-2)		
RDC		
Etage Courant		

Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Ferrailage des voiles :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones :

- les niveaux (RDC) zone I
- les niveaux (Étage courant) zone II

V.4.1. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

•Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**

Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 G ± E**

•Etat limite de service : G + Q

VI.4.2. Recommandations de RPA :

a) Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement

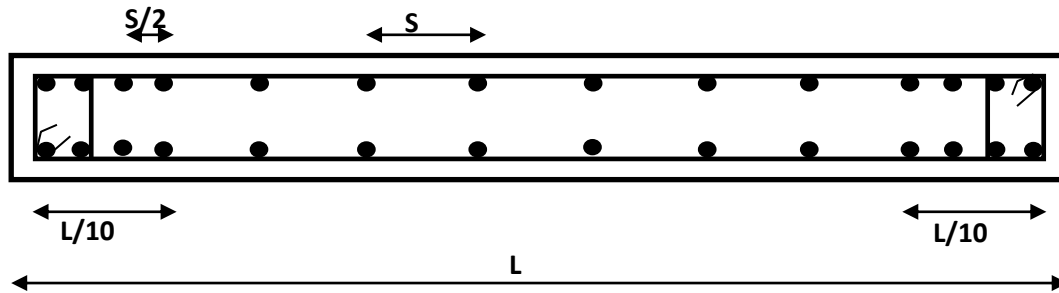


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - _ $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - _ $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
 - En zone courante égale à 0.10% de la section

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges
- **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

- **Armature de potelet :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

- **Armature de couture :**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de

Coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

V.4.3. Ferrailage des voiles :

On procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de **1 m** de largeur.

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{\Omega} \mp \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier

I : l'inertie de voile

$$V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Calcul de L_t (longueur tendue):

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

Détermination de l'effort normal ultime

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t = section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

- **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \cdot e$$

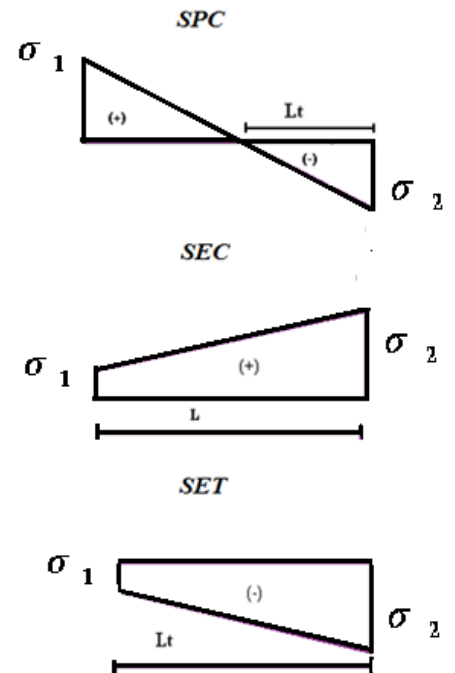
- **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

- **Armatures minimales selon le BAEL :**

Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \left(0.23B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$

Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$



V.4. Les Vérification :

Vérification à l'ELS :

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$ avec $V=1.4V_u$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier que $\tau_b \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

On à aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$

Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul les voiles longitudinaux de longueur $L= 3.5$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la moitié du voile l'autre moitié sera ferrailer par symétrie.

Détermination des sollicitations :

$$N_{\max} = -268,64 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 109,366\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$I = \frac{0.2(3.5)^3}{12} = 0.71\text{M}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 3.5 = 0.7\text{m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.75\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = -115,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = -651,60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

⇒ La section est entièrement tendue $L_t= 3.5\text{m}$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e = 268.63\text{KN}$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{f_e} = 6.716 \text{ cm}^2$$

Armature minimale dans la zone tendue :

Vérifications vis à vis du **RPAV2003** (art : 7.7.4.1) :

- **Selon RPA :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% \text{ b } L_t$$

b: épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \times 20 \times 350 / 100 = 14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 14 \text{ cm}^2$$

- **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} \geq \frac{b \times L_t \times f_{t28}}{f_e} = 36.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\min \text{ RPA}}; A_{\text{l calcul}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = (14; 6.71; 36.75)$$

$$A_{\text{adopté}} = 36.75 \text{ cm}^2 / \text{deux nappes}$$

Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

- Longueur de la zone d'about : $(350/10) = 35 \text{ cm}$ Avec $S_t = 10 \text{ cm}$
- Longueur de la zone courante 315 cm Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **20T12** par nappe sur toute la longueur du voile.

Armature horizontale :

D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{45.24}{4} = 11.31 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\% \times h \times e = 10.11 \text{ cm}^2$

Soit donc : soit **5HA10/m** de hauteur pour chaque nappe avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 798.44\text{KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{bd} = 1.4 \frac{798.44 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3570} = 1.73 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Selon le BAEL : $\tau_b = \frac{V}{bd} = 1.24\text{MPa}$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ condition vérifiée.

➤ **Vérification à L'ELS:**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après

VI.5. Conclusion de ferrailage :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.16: Ferrailage et vérification de voile 3.5 m.

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m²)	0,7	0,7	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m²)	-115.93	6667.46	
	σ_{min} (KN/m²)	-651.60	-1702.69	
	V_U (KN)	-29.34	365.36	
	L_t (m)	3.5	0.71	
	L_c (m)	0.00	2.79	
Ferrailages	N (KN)	268.64	1737.67	
	M(KN.m)	109.366	1708.909	
	A_v (cm²)	6.716	3.03	
	A_{min} (cm²)	36.75	7.455	
	A_{adopté} (cm²)	22.62	22.62	
	Choix par nappe	20HA12	20HA12	
	A_{v,totale+}	45.24	45.24	
	S_t (cm)	courante	20	20
		d'about	10	10
	A_H (cm²)	(BAEL)	11.31	11.31
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh	5HA10	5HA10	
	S_t (cm)	20	20	
A_t (cm²)/m²	4 épingles de HA8/m ²			
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.73	1.83
		τ_b (MPa)	1.24	1.31
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N_s (KN)	1735.99	1795.74
		σ_b (MPa)	2.47	2.56
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15

Tableau V.15: Ferrailage et vérification de voile 5 m.

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m²)	1	1	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m²)	5266,9816	4717,956	
	σ_{min} (KN/m²)	-3779,7416	-3379,896	
	V_U (KN)	663.62	662.43	
	L_t(m)	2.08	2.08	
	L_c(m)	2.92	2.92	
Ferrailages	N (KN)	743.62	669.03	
	M (KN.m)	3769.468	3374.105	
	A_v (cm²)	19.73	17.63	
	A_{min} (cm²)	21.84	21.84	
	A_{adopté} (cm²)	27.14	27.14	
	Choix par nappe	24	24	
	A_{v,totale+}	54.29	54.29	
	S_t (cm)	courante	20	20
		d'about	10	10
	A_H (cm²)	(BAEL)	13.57	13.57
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh	5HA10	5HA10	
	S_t (cm)	20	20	
A_t (cm²)/m²	4 épingles de HA8/m ²			
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.73	1.83
		τ_b (MPa)	1.24	1.31
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N_s (KN)	2337.7	2274.84
		σ_b(MPa)	2.33	2.27
		$\bar{\sigma}_b$(MPa)	15	15

Tableau V.16: Ferrailage et vérification de voile 6 m.

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	6	6	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m²)	1.2	1.2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m²)	6268,47	5831,48	
	σ_{min} (KN/m²)	-3588.19	-3405,43	
	V_U (KN)	966,93	1017,11	
	L_t (m)	2.18	2.21	
	L_c (m)	3.82	3.79	
Ferrailages	N (KN)	1608.17	1455.63	
	M(KN.m)	5914.002	5542.157	
	A_v (cm²)	46.18	46.80	
	A_{min} (cm²)	22.89	23.20	
	A_{adopté} (cm²)	39.58	39.58	
	Choix par nappe	35HA12	35HA12	
	A_{v,totale+}	79.17	79.17	
	S_t (cm)	courante	20	20
		d'about	10	10
	A_H (cm²)	(BAEL)	19.79	19.79
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh	5HA10	5HA10	
	S_t (cm)	20	20	
	A_t (cm²)/m²	4 épingles de HA8/m ²		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	2.22	2.38
		τ_b (MPa)	1.59	1.7
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N_s (KN)	2799.16	2701.12
		σ_b (MPa)	2.12	2.04
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15

VI

Chapitre

*Etude
de l'infrastructure*

VI.1. Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

- a) Fondation superficielles :** elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- b) Fondations profondes :** elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 0.16\text{MPa}$.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes.

VI.3.1. Dimensionnement de la semelle :**➤ Semelles filantes :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N = 130034.07 \text{ KN}; \sigma_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bars} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$s \geq \frac{130034.07 \times 10^{-3}}{0.16} = 812.71 \text{ m}^2$$

➤ Conclusion :

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.4. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appui.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :**a) L'épaisseur du radier :****a.1) Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 6 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : \quad 75 \text{ cm} \leq h_r \leq 120 \text{ cm}. \quad (1)$$

a.2) Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$L_e : \quad \text{longueur élastique } e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \quad \text{Avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 6^4}{3264.195 \times \pi^4}} = 0.92 \quad (2)$$

a.3) Condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6}{10} = 0.6m \quad (3)$$

Finalement : d'après (1), (2), (3) on opte : **$h_r= 95\text{cm}$**

Calcul de débordement (D) :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 654.88 \text{ m}^2$,

- L'emprise totale avec un débordement de :

On prend: $D = 50 \text{ cm}$

Donc : **$S_{\text{rad}} = 707.115 \text{ m}^2$** .

VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier :

a) Centre de masse du radier :

$$(X_r, Y_r) = (12.75, 13.87) \text{ m}$$

$$V_x = 12.342 \text{ m}$$

$$V_y = 12.95 \text{ m}$$

b) Inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 45311.5108 \text{ m}^4$$

$$I_y = 38316.7941 \text{ m}^4$$

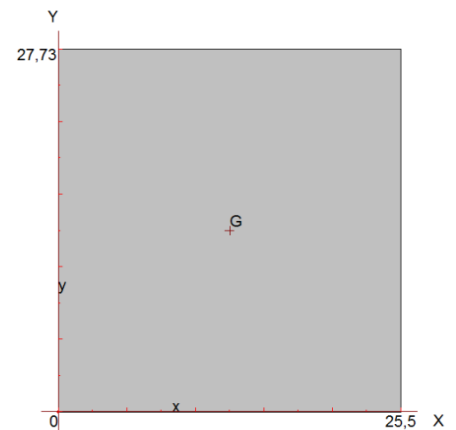
c) Centre de masse de la structure :

$$(X_s, Y_s) = (12.342, 12.95) \text{ m}$$

d) L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.408$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.92$$



VI.4.3. Vérifications :

VI.4.3.1 Vérification du renversement :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E**.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **G + Q + E**.

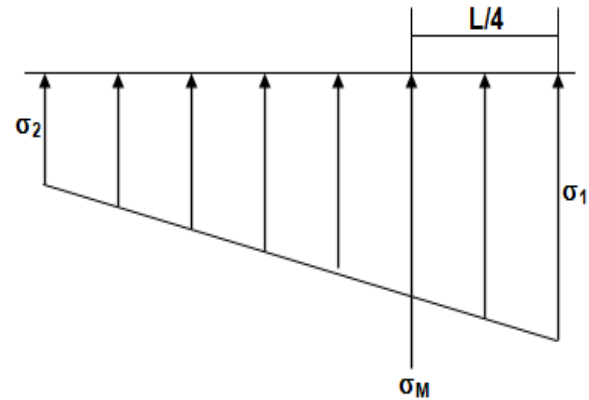


Diagramme des contraintes

Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	62885.91	62885.91	62885.91	62885.91	90877.49	90877.49
M (KN.m)	76227.566	5099.998	86454.778	5127.215	74114.312	7213.251
V (m)	12.342	12.95	12.342	12.95	12.342	12.95
I (m⁴)	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941
S (m²)	707.115	707.115	707.115	707.115	707.115	707.115
σ₁(MPa)	0.109	0.09	0.112	0.09	0.14	0.13
σ₂(MPa)	0.068	0.087	0.065	0.087	0.10	0.12
σ_{moy}(MPa)	0.099	0.089	0.1	0.089	0.13	0.125
σ_{adm}(MPa)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
La condition	vérifiée	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

VI.4.3.2 Vérification au poinçonnement:

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite.

• **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

Effort au niveau -7.65 : $N_u = 2.9 \text{ MN}$

Effort au niveau -8.65 : $N_u = 2.9 + 1.35 (0.65^2 \times 1.00 \times 25 \times 10^{-3}) = 3 \text{ MN}$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a + h_r) = 4 (0.65 + h_r)$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 4 (0.65 + h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$\Rightarrow h_r \geq 72 \text{ cm}$$

• **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur $L = 6 \text{ m}$.

Effort au niveau -7.65: $N_u = 3.3 \text{ MN}$

Effort au niveau -8.65: $N_u = 3.3 + 1.35 (0.2 \times 1.00 \times 6 \times 25 \times 10^{-3}) = 3.34 \text{ MN}$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + L + 2 h_r) = 2 (6.2 + 2 h_r)$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 2 (6.2 + 2 h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 1.5(6.2 + 2h_r)h_r$$

$$3h_r^2 + 9.3h_r - 3.34 \geq 0 \Rightarrow h_r \geq 32 \text{ cm}$$

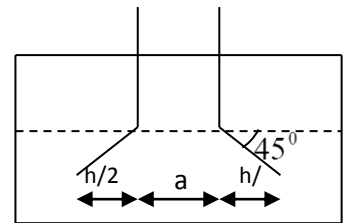


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges

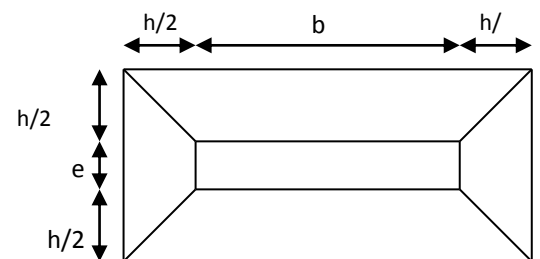


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges

D'après la vérification qu'on a faite nous remarquons que l'épaisseur du radier choisi à partir du pré dimensionnement ne suffit pas, donc en fait augmentée l'épaisseur du radier On choisi comme épaisseur $h_r = 95 \text{ cm}$

VI.4.3.3. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis a vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 6 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \end{array} \right.$$

a) Détermination des charges et des surcharges :

- **Superstructure** : $G = 82688.08 \text{ KN}$; $Q = 12270.1 \text{ KN}$
- **Infrastructure** :

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 102.46 m avec une hauteur de 1m

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 512.3 \text{ KN}$$

- Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times h_{\text{dalle}} \times 25 = 16793.98 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{totale}} = 99994.36 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 12270.1 \text{ KN}$$

b) Détermination des efforts

Sollicitations :

$$\text{ELU: } N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 153397.53 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = N_G + N_Q = 112264.46 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0.06 f_{c28}}$$

$$h_r \geq \frac{99994.36 \times 6 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 707.115 \times 0.06 \times 25} = 0.47\text{m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.95 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VI.4.3.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$w \geq F_s \times \gamma \times Z \times S_{\text{rad}}$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}}$$

$$W = 16793.98 \text{ KN} + 82688.08 + 512.3 = 99994.96\text{KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$;

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = -7.65 \text{ m}$) ;

S_{radire} : surface du radier, $S_{\text{rad}} = 707.115 \text{ m}^2$

$$w \geq F_s \times \gamma \times Z \times S_{\text{rad}} = 1.5 \times 10 \times 7.65 \times 707.115 = 81141.44$$

Donc $w = 99994.96 \text{ KN} > 81141.44\text{KN}$ Condition vérifiée.

VI.4.3.5. Surface minimale du radier :

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

- **A l'ELS** : $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = 701.65 \text{ m}^2$
- **A l'ELU** : $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{1.3 \sigma_{\text{adm}}} = 539.73 \text{ m}^2$

On remarque que la surface du radier ($S_{\text{rad}} = 707.115 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VI.4.3.6. Vérification selon le RPA :

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} : \text{L'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

Tableau VI.2 : Vérification du renversement selon RPA.

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	62885.91	62885.91	62885.91	62885.91	90877.49	90877.49
M (KN.m)	76227.566	5099.998	86454.778	5127.215	74114.312	7213.251
e (m)	1.21	0.081	1.37	0.08	0.81	0.079
L/4 (m)	6.12	6.68	6.12	6.68	6.12	6.68
L/4 (m)	8.15	6.95	8.15	6.95	8.15	6.95
La condition	vérifiée	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

VI.4.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales :

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau VI.3: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	90877.49	90877.49	124525.12	124525.12
M (KN.m)	8178.97	70884.44	11207.26	159647.58
V (m)	12.342	12.95	12.342	12.95
I (m⁴)	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941
S	707.115	707.115	707.115	707.115
σ_1(MPa)	0.13	0.12	0.17	0.17
σ_2(MPa)	0.15	0.10	0.23	0.12
σ_{moy}(MPa)	0.13	0.14	0.17	0.19
σ_{adm}(MPa)	0.16	0.16	0.208	0.208
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.4.4. Ferrailage des panneaux du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

VI.4.4.1 Calcul des sollicitations :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.
- $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.85M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$)

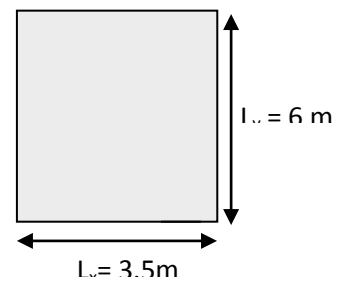


Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter L'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

a) Evaluation des charges et surcharges :

• **ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{153397.53}{707.115} = 216.93 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{112264.46}{707.115} = 158.76 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage est déterminé par le calcul de la section rectangulaire en flexion simple pour le panneau le plus sollicité.

c) Evaluation des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y .sont données par le BAEL.

Tableau VI.4 : Moment longitudinal et transversal.

		$L_x(m)$	$L_y(m)$	μ_x	μ_y	$q(KN)$	$M_{0x}(KN.m/ml)$	$M_{0y}(KN.m/ml)$
ELU	$\nu = 0$	3.5	6	0.083	0.343	216.93	220.56	75.65
ELS	$\nu = 0.2$	3.5	6	0.088	0.453	158.76	171.14	77.52

VI.4.4.2 Calcul du ferrailage :

a) Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

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

b) Espacement maximal :

Fissuration préjudiciable

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \min(2 \times h_r, 25cm) = 15cm \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

c) Calcul des armatures à L'ELU :
Tableau VI.5: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u (KN.m)	165.42	110.28	56.73	37.82
A_s' (cm ² /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm ² /ml)	5.32	3.54	1.82	1.21
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
choix des barres/ml	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
A_s adopté	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement (cm)	15	15	15	15

a) Calcul des armatures à L'ELS :
Tableau VI.6 : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_{Ser} (KN.m)	128.35	85.57	58.14	38.76
A_s' (cm ² /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm ² /ml)	4.12	2.74	1.86	1.24
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
choix des barres/ml	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
A_s adopté	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement (cm)	15	15	15	15

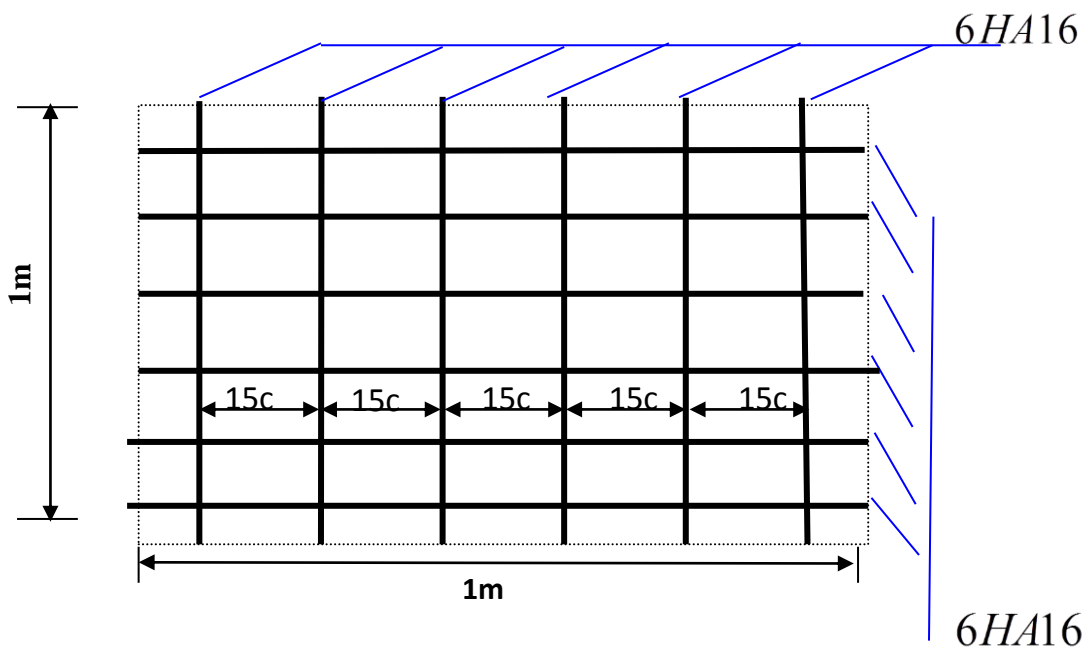
VI.4.4. 3 Vérification de la continuité des moments :

Tableau VI.7: Vérification de la continuité des moments

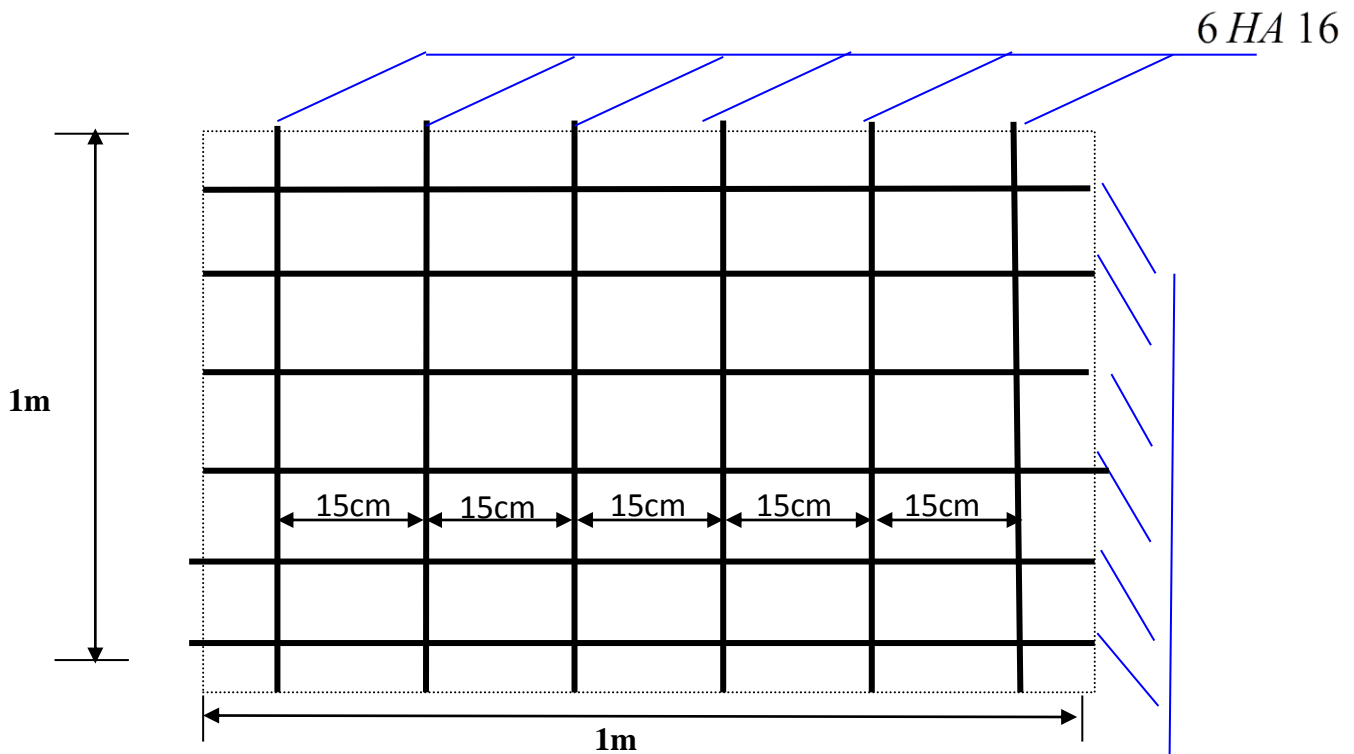
		ELU			
		Moment (KN.m)	$M_t + (M_e + M_w) / 2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens X-X	M_0	220.56	275.7	275.7	vérifiée
	M_e	110.28			
	M_w	110.28			
	M_t	165.42			
Sen Y-Y	M_0	75.65	94.55	94.55	vérifiée
	M_e	37.82			
	M_w	37.82			
	M_t	56.73			
		ELS			
		Moment (KN.m)	$M_t + (M_e + M_w) / 2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens X-X	M_0	171.14	213.92	213.92	vérifiée
	M_e	85.57			
	M_w	85.57			
	M_t	128.35			
Sens Y-Y	M_0	77.52	96.9	96.9	Vérifiée
	M_e	38.76			
	M_w	38.76			
	M_t	58.14			

Schéma de ferrailage du radier :

- Nappe supérieure (en travée) :



- Nappe inférieure (aux appuis) :



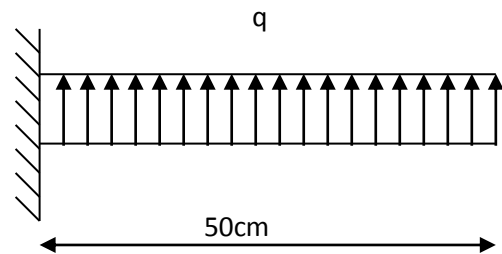
VI.4.5. Ferrailage du débord du radier :

6HA16

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L= 0.5$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0.95$ m, $b=100$ cm, $d=0.9h= 0.855$ m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable



- **L'ELU :**

$$M_{max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{216.93 \times 0.5^2}{2} = 27.11 \text{ KN.M}$$

M_u (KN.m)	d (m)	μ_{bu}	Z_b (m)	A_u (cm ²)
27.11	0.855	0.0026	0.853	0.91

- **L'ELS :** (fissuration préjudiciable)

$$M_{max} = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{158.76 \times 0.5^2}{2} = 19.84 \text{ KN.m}$$

$M_{ser} (KN.m)$	$d (m)$	μ_{bu}	$Z_b(m)$	$A_{Ser} (cm^2)$
19.84	0.855	0.0019	0.854	0.66

• **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10.32cm^2$$

D'où $A_s = \max(A_{min}; A_{ser}; A_u) = 10.32cm^2$

Donc on choisit : **6HA16 = 10.05 cm²**.

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \bar{\tau}_b = \min \left\{ 1.5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}; V_u = q_u \frac{L}{2} = 53.47$$

$$\tau_u = 0.06MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

⇒ Le cisaillement est vérifié

VI.5. Etude de voile périphérique

VI.5.1. Introduction :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 9.86 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.5.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

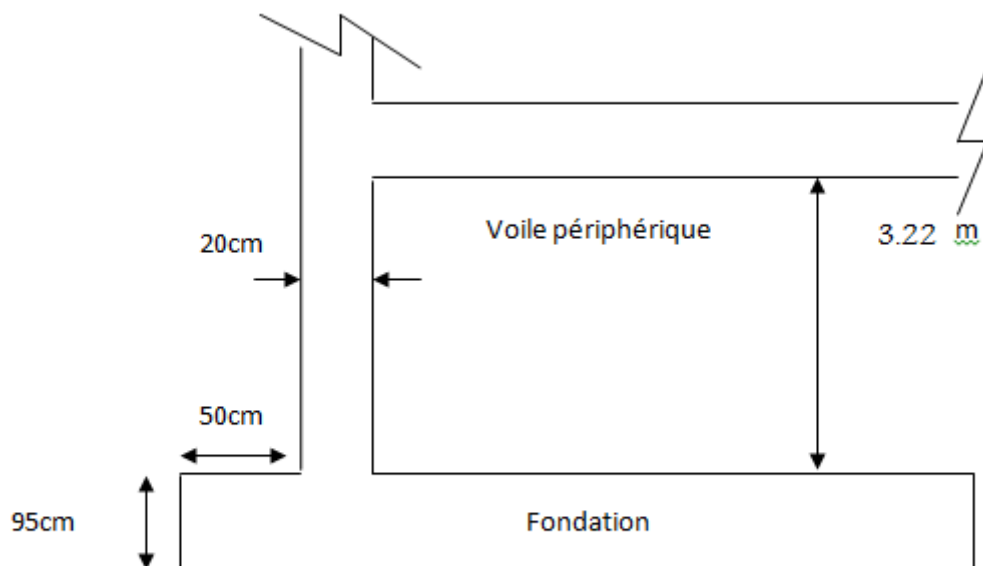
D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.5.3. Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 9.86m
- Longueur de 102.46 m



Le voile périphérique

VI.5.4. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données :

- Surcharges éventuelle : $q=5\text{KN}/\text{m}^2$.
- poids volumique : $\gamma = 18\text{KN}/\text{m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi=23^\circ$
- Cohérence : $C=0$.

b) Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.438$$

$$H=0 \text{ m} \quad \sigma_h = 0 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

$$H=6.57 \text{ m} \quad \sigma_h = 51.79 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

c) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5\text{KN}/\text{m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0.438 \times 5 = 2.19 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

VI.5.5. Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

VI.5.5.1. Contrainte totale :

- **ELU :** $\sigma_u = 1.35 \sigma_{h(0)} + 1.5 \sigma_q = 3.28 \text{ KN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$

$$\sigma_u = 1.35 \sigma_{h(6.57)} + 1.5 \sigma_q = 73.20 \text{ KN}/\text{m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 38.24 \text{ KN}/\text{m}^2$$

- **ELS :** $\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.19 \text{ KN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$

$$\sigma_{ser} = \sigma_{h(6.57)} + \sigma_q = 53.98 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 28.085 \text{ KN/m}$$

VI.5.6. Ferrailage du voile

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.63 \text{ m} \quad l_y = 5.35 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \quad \begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_{app} = 0.5M_0 \end{cases}$$

VI.5.6.1 Ferrailage minimal:

- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VI.5.5.2. Evaluation des moments :

Tableau VI.8: Moment longitudinal et transversal.

	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	σ (KN/m²)	M_x (KN.m)	M_y (MN.m)
ELU	3.63	5.35	0.28	0.0706	0.479	22.59	21.01	10.06
ELS	3.63	5.35	0.28	0.0764	0.563	16.49	16.6	9.34

VI.5.6.3. Calcul des armatures :

- à l'ELU :

Tableau VI.9: Ferrailage du voile à l'ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	10.5	15.75	5.03	7.54
A_s (cm ² /ml)	0.31	0.46	0.14	0.22
A_{smin} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm ²)	5.65	5.65	3.93	3.93

- à l'ELS :

Tableau VI.10: Ferrailage du voile à l'ELS

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	8.3	12.45	4.67	7.005
A_s (cm ² /ml)	0.24	0.36	0.13	0.2
A_{smin} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm ²)	5.65	5.65	3.93	3.93

VI.5.7. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU
VI.5.7.1. Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_x = 30.59 \text{KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 27.33 \text{KN} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{Mpa} \\ 5 \text{Mpa} \end{cases} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.0169 < \bar{\tau}_u$$

VI.5.7.2. Armatures transversales :

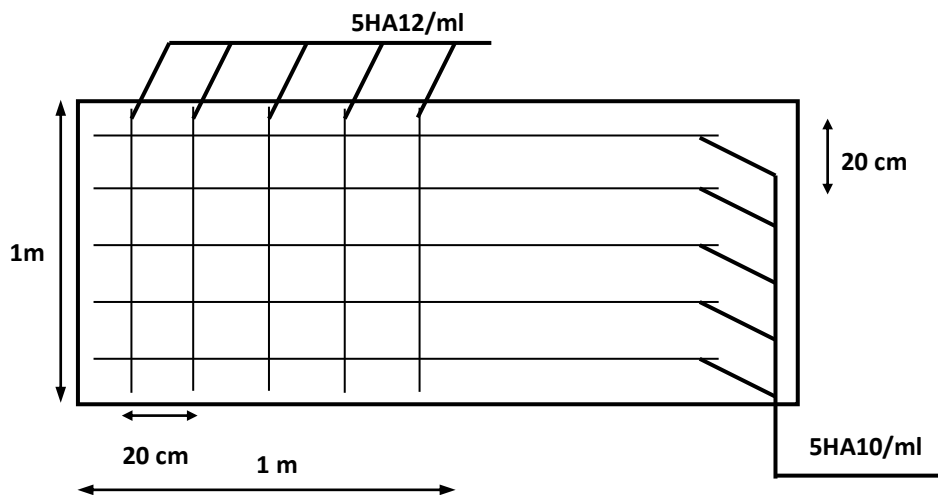
Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage,
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = 0.169 \text{ Mpa} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.166$$

VI.5.8. Vérification des contraintes à l'ELS :
Tableau VI.11: Vérification des contraintes à l'ELS

	position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	A (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Sens XX	Appuis	8.3	5,65	2.2	15	95.5	201,6
	Travée	12.45	5,65	3.3	15	143.3	201,6
Sens YY	Appuis	4.67	3,93	1.5	15	76.1	201,6
	Travée	7.005	3,93	2.2	15	114	201,6


Figure VI.4 : Ferrailage du voile périphérique

VI Chapitre

Etude de l'interaction sol-structure

VII.1 Introduction :

On entend généralement improprement, par interaction sol-structure l'étude de comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. littéralement l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol) cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivent la nature de sol, les caractéristique de l'ouvrage et son mode de fondation .pour certains ouvrages ,fondés superficiellement ,elle peut être pratiquement négligeable .par contre ,la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage en ne considérant pas isolément mais comme partie intégrante d' une ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d' interaction sol – structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants.

On considéré l'interaction sol -structure :

- Dans le but d'inclure dans les modes de déformation **les mouvements** à la base de la structure
- Pour obtenir une meilleure approximation de **la période** de vibration du système couplé qui sera plus longue que la période de système avec base rigide [éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structure] Andre Filiatrault (1996) édition de l'école Polytechnique de Montréal.

VII.2 paramètre prise en compte dans L'interaction sol structures :

Une analyse complète d'interaction doit prendre en compte :

- La variation de caractéristique du sol avec la profondeur
- Le comportement non linéaire du sol
- Le caractère tridimensionnel du problème
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendre le mouvement
- L'interaction avec les structures avoisinantes

1. Formulation de problème :

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème .cette formulation est orientée vers un traitement. En générale l'équation du mouvement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_F\}$$

Avec : $[M]_f$, $[C]_f$, $[K]_f$: les matrices de masse, amortissement et raideur du système représenté par la figure VII.2a.

$\{Q_F\}$: C'est le vecteur de charge n'a de valeur non nulles que sur la frontière extérieure du modèle. Le déplacement total de la structure est défini par :

$$\{u\}_f = \{u_i\} + \{u_F\}$$

On décompose le problème en deux sous problème :

$$[M]_F\{\ddot{u}_F\} + [C]_f\{\dot{u}\}_f + [K]_f\{u\}_f = \{Q_F\}$$

Problème source :

$$[M]\{\ddot{u}\}_i + [C]\{\dot{u}\}_i + [K]\{u\}_i = \{Q_i\}$$

Tel que $\{Q_i\}$ est donnée par :

$\{Q_i\} = [[M] - [M_F]]\{\ddot{u}_F\} + [[C] - [C_F]]\{\dot{u}_F\} + [[K] - [K_F]]\{u_i\}$. A partir de cette dernière équation, on conclue qu'il y a interaction dès qu'il y'a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure.

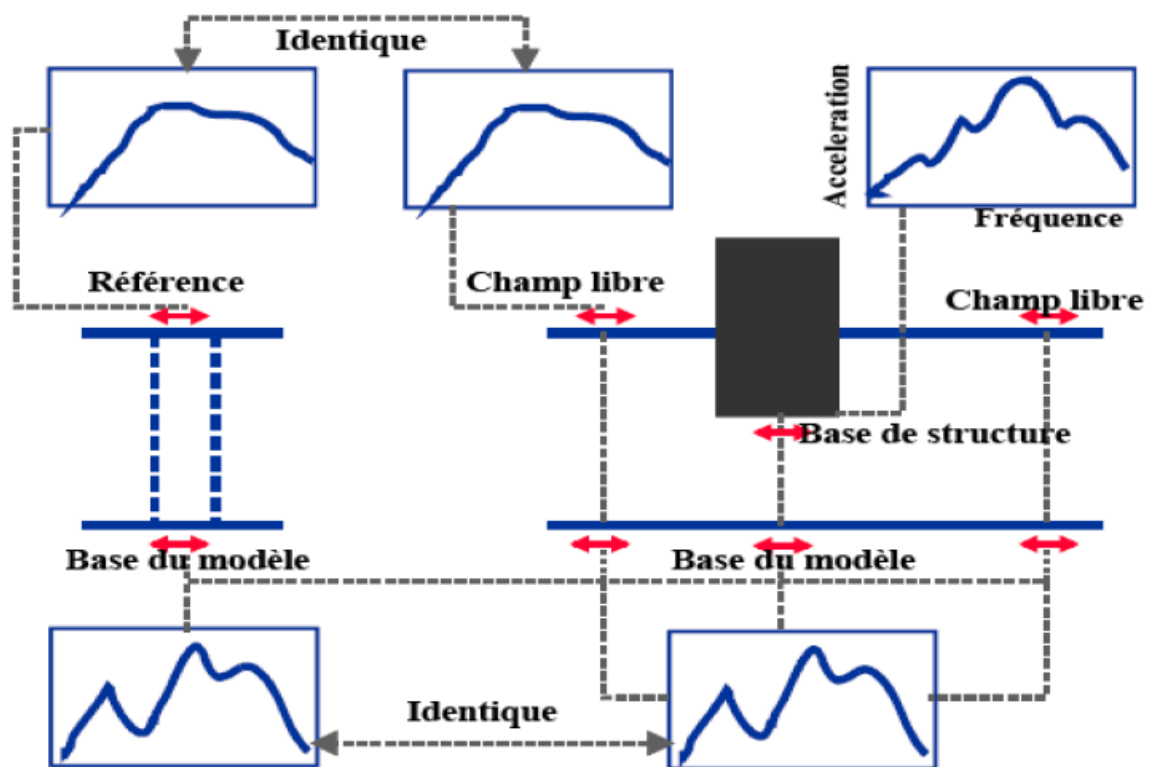


Figure VII.2a : Représentation schématique d'un calcul interaction sol-structure méthode globale.

VII.4 Les méthodes de prise en compte de l'I.S.S :

La figure précédente correspond aux méthodes globales dont la solution est obtenue par la résolution directe de l'équation mouvement, sont théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires tandis que les méthodes de sous structures consiste la décomposition de la figure 1b.1c, ou sur des décompositions analogues, pour résoudre le problème par étapes sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires.

Il consiste deux grandes méthodes classiques par tenir compte de l'interaction sol structure dans une analyse dynamique

- a) la méthode des éléments finis (méthodes globales).
- b) les méthodes de sous structure.

a) Méthodes globale M.E.F :

Ce sont les méthodes les plus directes mais souvent aussi plus complexes, en particulier à cause de leur temps de calcul. On modélise le sol et la structure par des éléments finis. On utilise directement l'accélérogrammes au roc et on obtient l'accélérogrammes en champ libre, et l'accélérogrammes à la base de la structure ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure. (Figure VII.1)

Le problème à résoudre sera défini par l'équation suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_F\}$$

En théorie les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptible d'appréhender le comportement non linéaire dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure. Malgré que les méthodes globales sont généralement couteuse du point de vue ordinateur, elles requièrent souvent moins de temps que humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grandes réflexion. Ce temps de réflexion représente également un cout non négligeable [Alain Pecker. Dynamique des sols. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées]

Remarque : Un des avantages principaux des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de failles, soit des variations de la caractéristique de sol provenant de non linéarités.

L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrage entrée.

b) Méthodes de sous-structure :

La méthode de sous structure font appel au principe de superposition (figure VII.2). L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction, sol structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que le problème globales.

La manière la plus simple de prendre en compte le sol, est de le représenter par un tapis de ressorts répartis sous le radier et reliant les nœuds de celui-ci à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Le sol est donc modélisé par un ressort horizontal, un ressort vertical et un ressort de basculement en chaque nœud du radier. La loi de comportement du sol est supposée linéaire élastique.

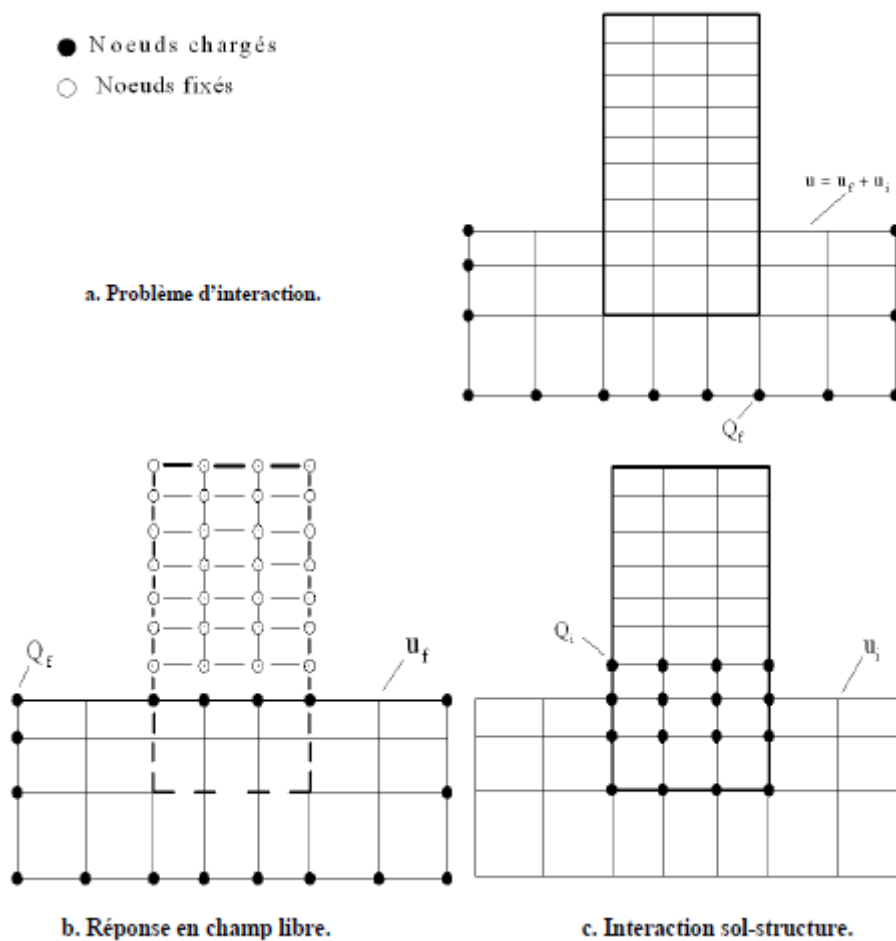


Figure VII.2 : Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure.

Dans ce cas, le paramètre clé à introduire est la rigidité des ressorts, d'un coté il y a souvent le manque de certains données géotechnique pour le calcul de cette rigidité (coefficients dynamiques du sol). D'un autre coté, quelle formule utilisé pour le calcul de cette raideur, Plusieurs formulations de calcul des raideurs des ressorts de sol sont proposées. Parmi celles-ci les formules de NEWMARK-RESENBLUETH, les formules de DELEUZE et la méthode simplifiée de VELETSOS.

- **Méthode de Newmark-Rosenblueth :**

La méthode est indépendante de la fréquence de la structure , donc avec des coefficients constant .Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs des raideurs, des amortissements du sol et de fréquence propres de la structure qu'on peut calculer d'une manière plus précise avec d'autres méthode (par exemple la méthode de Deleuze)

Pour obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences ; qui sont celles présentant le plus d'intérêt dans le cas des séismes, Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la profondeur du bâtiment.

Toutefois, l'introduction d'une masse additionnelle à la base de la structure ne modifie pas radicalement sa réponse dynamique.

On prend le nœud **d'interface sol-fondation** au niveau inférieur du radier (**attention, les inerties massiques doivent être exprimée par rapport à ce niveau**).La masse de sol additionnel est concentrée en ce nœud

On obtient les quatre raideurs à partir de l'abaque :

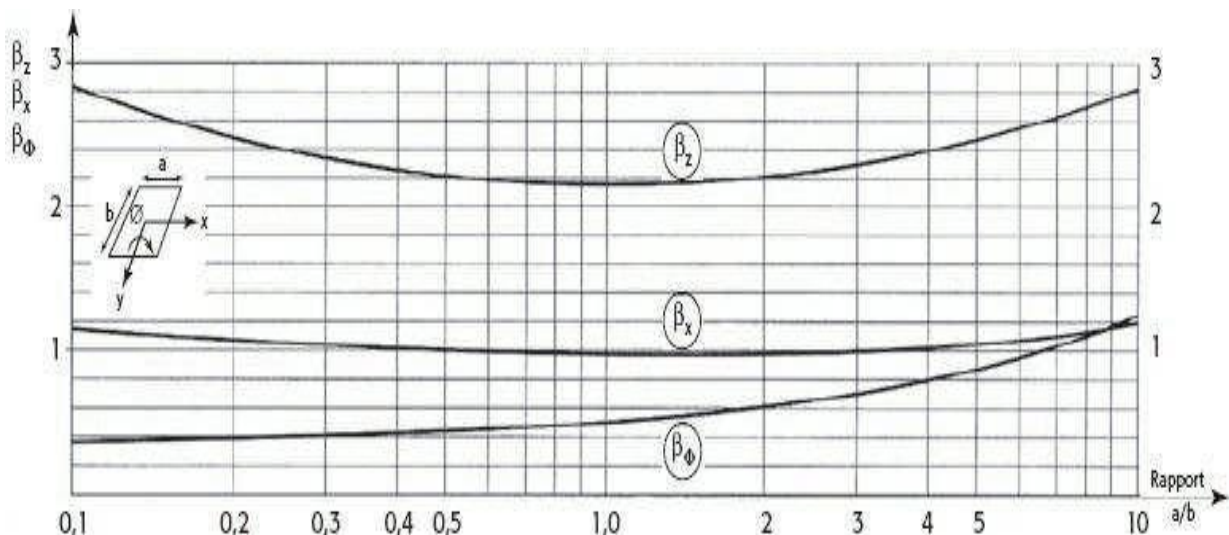


Tableau VII.1 coefficient d'amortissement et de raideur.

mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique	Raideurs K	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_v = \frac{4Gr_0}{1 - \vartheta}$	$K_v = \frac{G}{1 - \vartheta} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_h = \frac{32(1 - \vartheta)Gr_0}{7 - 8\vartheta}$	$K_h = 2(1 + \vartheta)G\beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^3}{I_b + I_s}}$	$K_\varphi = \frac{8Gr_0^3}{3(1 - \vartheta)}$	$K_\varphi = \frac{G}{1 - \vartheta} \beta_\varphi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^3}{J_b + J_s}}$	$K_R = \frac{16Gr_0^3}{3}$	$K_R = \frac{1 + \vartheta}{4} G\beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Notations :

A : aire de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

r : masse volumique du sol

M_b : masse du bâtiment

$M_s = A \cdot \rho \cdot H$: masse additionnel ayant même aire de la fondation du bâtiment

H : hauteur du prisme de sol

I_b, J_b : inertie massique du bâtiment par rapport à la fondation ;

I_s, J_s : inertie massique de la masse additionnel de sol par rapport al a fondation

r_0 : rayon d'une fondation circulaire

$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$: Module de cisailent dynamique du sol ;

ϑ : Coefficient de Poisson

- Valeur de G :

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages. La méthode est alors très adaptée pour déterminer la valeur du module de cisaillement G. Or cet essai est très coûteux et est très rarement effectué pour des bâtiments courants. La détermination peut donc se baser sur la littérature : "Construire en zone sismique" de Victor Davidovici.

Le module dynamique mesuré par la méthode de "Cross-Hole" est une mesure sous sollicitations faibles. Sous sollicitations fortes telles qu'un séisme, il y a lieu de tenir compte d'une diminution du module de cisaillement. Pour cela, déterminer cette valeur à partir du module maximal G_{\max} auquel on applique un coefficient réducteur en fonction de l'accélération nominale a_N . Comme $a_N=0.20$ alors, $G/G_{\max}= 0.5$

TableauVII.2 : Coefficient réducteur en fonction de l'accélération.

a_N (en g)	< 0.10	0.15	0.20	> 0.30
G/G_{\max}	0.80	0.65	0.50	0.40

En fonction de la vitesse des ondes de cisaillement V_s , G_{\max} est défini comme suit :

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2000 \text{Kg/M}^3 \\ V_s = 400 \text{m/s} \end{array} \right.$$

$$G_{\max} = 2000 \times 400^2 = 320 \text{MPa}$$

$$G = 0.5 \times G_{\max} = 160 \text{MPa}$$

Tableau VII.3 : vitesse des ondes sismiques de cisaillement/densité

Type de sol	Vitesse des ondes de cisaillements (m/s)	Densité ρ (Kg/m ³)
granite	3000	2500
schistes	1500 à 1700	\
Roche fracturée	800 à 1600	\
Calcaire franc	1400 à 2000	\
Facies, gréseux durs et poudingues	1100 à 1200	\
Calcaire blanc à beige	1000	2300
Facies marno-gréseux tendres	900 à 1100	\
Tufs volcanique	700	2100
Calcaire altérés	400	\
sables	150 à 400	150 à 2100
argiles	200 à 350	\
Argiles molles	150	\
Facies alluviaux, vase tourbeuse	300	1800
Remblais hydrauliques	180	\
Vase	100 à 120	\

Tableau VII.4 : densité des différents types de sable

description	Densité ρ (Kg/m ³)	
	Etas sec	Etas saturé
Sable uniforme peu compacte	1400	1900
Sable uniforme, compacte	1750	2100
Sable à granulométrie complexe, peu compacte	1600	2000
Sable à granulométrie complexe, compacte	1850	2150

Tableau VII.5 : calcul des raideurs.

a(m)	b(m)	a/b	A (m ²)	β_x	β_z	β_ϕ	K_v	K_h	K_ϕ	K_R
2	2	1	4	1	2.2	0.5	1173304	384000	1066640	896000
0.5	0.5	1	0.25	1	2.2	0.5	293326	96000	16666.25	14000
2	0.5	1	1	1	2.4	0.8	639984	192000	426656	238000
0.5	2	0.25	1	1.05	2.4	0.2	639984	201600	26666	249900

Tableau VII.6 : Coefficient de Participation massique.

Mode	période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.912517	60.556	0	0	60.556	0	0
2	0.726207	0	62.8544	0	60.556	62.8544	0
3	0.608413	0.2172	0	0	60.7732	62.8545	0
4	0.222041	25.126	0	0	85.8992	62.8545	0
5	0.193535	0	27.6767	0	85.8992	90.5312	0
6	0.162203	0.7752	0	0	86.6744	90.5312	0
7	0.149208	0.4182	0	0	87.0926	90.5312	0
8	0.142273	0	0.9643	0	87.0926	91.4955	0
9	0.131426	0.0031	0	0	87.0956	91.4955	0
10	0.112481	11.1043	0	0	98.1999	91.4955	0
11	0.101058	0	7.1947	0	98.1999	98.6902	0
12	0.082046	0.0107	0	0	98.2106	98.6903	0

Tableau VII.7 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période	Sa/g	(α)%	W (KN)	Vt (KN)
1	0.912517	0.04347436	60.556	63299.3782	1599.45153
2	0.726207	0.05037851	0	63299.3782	0
3	0.608413	0.05521095	0.2172	63299.3782	7.41709155
4	0.222041	0.11591651	25.126	63299.3782	1798.34155
5	0.193535	0.1245117	0	63299.3782	0
6	0.162203	0.12541684	0.7752	63299.3782	63.5538594
7	0.149208	0.13530857	0.4182	63299.3782	37.5068713
8	0.142273	0.13583001	0	63299.3782	0
9	0.131426	0.14933806	0.0031	63299.3782	0.29186862
10	0.112481	0.21184867	11.1043	63299.3782	1416.50481
11	0.101058	0.22597885	0	63299.3782	0
12	0.082046	0.25902943	0.0107	63299.3782	1.71404853

Tableau VII.8 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversale).

Mode	Période	Sa/g	(α)%	W (KN)	Vt (KN)
1	0.912517	0.04347436	0	63299.3782	0
2	0.726207	0.05037851	62.8544	63299.3782	1944.56059
3	0.608413	0.05521095	0	63299.3782	0
4	0.222041	0.11591651	0	63299.3782	0
5	0.193535	0.1245117	27.6767	63299.3782	2240.92743
6	0.162203	0.12541684	0	63299.3782	0
7	0.149208	0.13530857	0	63299.3782	0
8	0.142273	0.13583001	0.9643	63299.3782	88.9388976
9	0.131426	0.14933806	0	63299.3782	0
10	0.112481	0.21184867	0	63299.3782	0
11	0.101058	0.22597885	7.1947	63299.3782	992.938943
12	0.082046	0.25902943	0	63299.3782	0

Tableau VII.9 : Comparaison de la période fondamentale.

Mode	Cas sans L'ISS	Cas avec L'ISS
1	0.793898	0.912517
2	0.639872	0.726207
3	0.558824	0.608413
4	0.181632	0.222041
5	0.160909	0.193535
6	0.159444	0.162203
7	0.143395	0.149208
8	0.141369	0.142273
9	0.125876	0.131426
10	0.07429	0.112481
11	0.068451	0.101058
12	0.05552	0.082046

Tableau VII 10: Comparaison de la résultante de l'effort tranchant à la base.

		Cas sans L'ISS	Cas avec L'ISS
V dynamique	Vdyn x	2952.41	3689.995
	Vdyn y	3292.38	3849.98

Tableau VII.11 : Comparaison de la résultante de l'effort sismique

		Cas sans L'ISS	Cas avec L'ISS
V dynamique	Vt x	2663.144173	2085.718754
	Vty	3062.054256	1807.176405

En comparant les résultats pour le cas du bâtiment seul et ceux obtenus pour le système structure-sol, on remarque que la prise en compte de sol a tendance d'allonger la période de vibration du bâtiment.

- Les modes propres de déformation observés montrent que les déplacements relatifs de niveaux sont nettement réduits, ce qui implique une augmentation des efforts tranchants de niveaux et une diminution des forces sismique .

- **Conclusion :**

Il n'est pas si évident de choisir quel degré de complexité pour la modélisation afin de satisfaire les conditions du « comportement réel », mais dans un calcul ingénieur, la première approche est assez suffisante

Vouloir encore compliquer la modélisation, premièrement, n'apportera pas grande amélioration aux résultats (on parle toujours de l'approche d'ingénierie et donc résultats pour le dimensionnement), et deuxièmement, peut nous induire en erreur si l'on ne maîtrise pas parfaitement le calcul non linéaire pour une bonne exploitation des résultats.

On peut par exemple émettre une hypothèse un peu subjective, on disant que le fait d'ignorer l'amortissement du sol, et donc une surestimation de la réponse, se contenter de cela pour ignorer les autres « complexités ». Ce n'est pas vraiment « vrai », mais assez acceptable pour un calcul ingénieur. C'est aussi ce qu'on appelle « cacher notre ignorance derrière les coefficients de sécurité et derrière le surdimensionnement »

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un cote d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

En plus le présent travail a comporté une analyse à l'aide d'une modélisation numérique de l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des structures de type bâtiment' elle a été réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par élément finis a l'aide de logiciel ETABS.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que :

Le travail de mémoire avec des modèles simples pour le sol et les matériaux de la structure. Dans l'avenir, il faut reprendre ce travail avec des modèles plus avancés pour le sol et la structure.

Pour la conception parasismique, il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver a une sécurité parasismique réaliser sans surcout important.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

D.T.R. C 3-2 : Document technique réglementaire (Réglementation thermique des bâtiments d'habitation)

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

RPA99 Version 2003 : Règles parasismiques algériennes.

BAEL91 modifié 99 : Béton armé aux états limites.

BAEL 83 : Béton armé aux états limites.

Livre :

Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés. **Jean Perchat.** Jean Roux. QUATRIÈME ÉDITION 2002. © Groupe Eyrolles, 2002. ISBN : 2-212-11049-9

Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 2 . Henry Thonier. Presse des ponts, 1999. 296 pages

Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 6 .Formulaire. Henry Thonier. Presse des ponts, 2001. 360 pages. ISBN : 2-85978-346-6.

Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structure Andre Filiatrault (1996) edit Ion de l'école Polytechnique de Montréal.

Alain Pecker **Dynamique des sols**, presse de l'école nationale des ponts et chaussés.

Logiciels :

ETABS: A product of: Computers and Structures, Inc

1995 University Ave.

Berkely, CA 94704

AUTOCAD 2015: © 2014 Autodesk, Inc. All rights reserved.

EXCEL 2010:

WORD 2010:

SOCOTEC: HOLDING SOCOTEC

RDM 6.

Calculette Béton armé (EXPERT BA).

RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial multiple constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée +9 étages, implanté dans la wilaya de Bouira.

Cette étude se compose de cinq parties :

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment. Ensuite le predimensionnement de la structure et enfin la descente de charge.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, dalles et l'acrotère).

L'étude dynamique de bâtiment a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations due aux chargements.

La quatrième partie le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondations).

La dernière partie comprend l'étude du problème d'interaction sol structure. Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et des règlements parasismique Algériens RPA99/2003.

Mots clés : *ETABS, interaction sol structure, bâtiment, RPA99/2003.*

المخلص :

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة سكنية و تجارية مكونة من طابقين تحت الارض زائد طابق ارضي و تسع طوابق علوية

اشتملت الدراسة على خمسة محاور :

المحور الاول :تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكونة له.

المحور الثاني : دراسة الاجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة)

المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج **9.7ETABS V** .الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية.

المحور الرابع :يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة العارضات الاساسات)

المحور الأخير يشتمل على دراسة مشكل التأثير بين الأرض و البناية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل. **BAEL 91/99 révisée ، RPA 99 / version 2003**

الكلمات المفتاحية: العمارة، تأثير ، **ETABS RPA99/2003**

Summary

This project presents a detailed study of building multi-use consists of two basement, a ground floor + 9 stories implanted in the state of Bouira. This study consists of five parts.

The first part: is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimensioning structure and finally the raid of the load.

The second part: was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

The dynamic study of the structure: was begun in the third part determined by ETABS V 9.7 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The fourth part: includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams).

The last part composed the problem of soil structure interaction.

Taking into account the recommendations of BAEL91 revised 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

Keywords: ETABS, soil structure interaction, Building, *RPA99/2003*.