

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



NoRef:.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de
MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude d'une tour RDC+12 en béton arme à usage multiples

Réalisé par :

- KEHILA RIMA
- BOUMEHDI NIHAD

Soutenu devant le jury :

Mr. REBHI Mostafa

Président

Mr. GUETTICHE Abdelheq

Examineur

Mr. BEN ZAID Mehdi

Promoteur

Année universitaire : 2023/2024

Dédicace

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles
de ce long chemin, ma mère qui a été mon cote et ma soutenu durant toute ma
ma vie

A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir merci mes sœurs et
Mon frère

Merci à tous ceux qui m'ont aidé à poursuivre mes études

A mon binôme **RIMA** et à son frère et **Abd Razak**.

A mes amis et tous ceux qui nous sont très chers.

NIHAD

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

Je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect mon cher père **NOUREDINE**

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère **DAHIA**

A ma chère sœur **FARAH**, et mes chers frères **MOHSSEN ET HAMZA**, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

Mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant. Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme **NIHAD son frère et Abd Razak** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

RIMA

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers **Allah**, le Tout-Puissant, qui nous 'a accordé la force, le courage et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail. C'est grâce à Sa volonté que nous avons pu surmonter les défis et réaliser ce projet.

Nous exprimons toute notre reconnaissance à notre encadrant de mémoire, **Dr. BEN ZAID MEHDI**. Nous lui remercions de nous 'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé. Tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Nous saisissons également cette opportunité à exprimer notre sincère reconnaissance envers les membres du jury qui ont accepté d'examiner notre mémoire. Leurs retours constructifs, leur expertise et leur temps consacré à évaluer notre travail ont été essentiels.

Nous remercions tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant nos études.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

RIMA ET NIHAD

Liste des symboles

Symbole	Notion
A	Coefficient deaccélération de zone.
A_s	Aire d'une section d'acier,
A_t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
N	Effort normal
N_u	Effort normal de calcul ultime
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période
R	Coefficient de comportement
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

a	Une dimension
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d'	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
e	Épaisseur
f	Résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	Grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
i	Rayon de giration d'une section
J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
l	Longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
s	Espacement des armatures en générales
s_t	Espacement des armatures transversales
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier
y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
z	Coordonnée d'altitude
Ø	Diamètre des armatures, mode propre
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension

ρ	Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	Contrainte de compression,
σ_{st} et σ_{sc}	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s , σ'_s
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol

SOMMAIRE

INDRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. PRÉSENTATION GENERALE.....	2
I.3. DONNEES DU SITE	2
I.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	2
I.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	3
I.4.2. LES PLANS D'ARCHITECTURE.....	3
I.5. L'OSSATURE.....	6
I.6. ELEMENTS DE L'OUVRAGE	6
I.6.1.PLANCHERS	6
I.6.2.ESCALIER.....	7
I.6.3.BALCONS.....	7
I.6.4.ACROTERE.....	7
I.6.5.MACONNERIE	7
I.6.6. TERRASSE.....	7
I.6.7. ASCENSEUR	7
I.7. REVETMENT.....	7
I.8. ISOLATION.....	8
I.9.REGLES DE CALCUL.....	8
I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL.....	8
I.11.1.CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.....	8
I.11.1.1.LE BETON.....	8
I.11.2.L'ACIER.....	11
I.11.2.1.CONTRAIINT LIMITE DE CALCUL.....	15
I.11.2.2.L'ALLONGEMENT RELATIF DE L'ACIER.....	15
I.12. HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARME	13
I.13.PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES.....	14
I.13.1.LES ETATS LIMITES ULTIMES.....	14
I.13.2.LES ETATS LIMITES DE SERVICE.....	14
I.14.ACTIONS ET SOLLICITATIONS.....	14
I.14.1.ACTIONS	14

I.14.2.SOLLICITATIONS.....	15
I.15. CONCLUSION.....	16

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DECHARGE

II.1. INTRODUCTION	18
II.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	18
II.2.1. LES PLANCHERS	18
II.2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LES PLANCHERS	22
II.2.3 L'ACROTERE (TERRASSE INACCESSIBLE).....	23
II.2.4 LES ESCALIERS	24
II.2.4.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :	25
II.2.4.2 TYPES D'ESCALIERS	24
II.2.4.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LES ESCALIERS.....	28
II.2.5 POUTRE PALIERE	29
II.2.6 L'ASCENSEUR	30
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	31
II.3.1 VOILES.....	31
II.3.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	31
II.3.2.1 POUTRES PRINCIPALES (PP)	32
II.3.2.2. POUTRES SECONDAIRES(PS)	33
II.3.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	33
II.3.3.1 LOI DE DEGRESSION.....	34
II.3.3.2 VERIFICATIONS NECESSAIRES.....	38
II.4 CONCLUSION.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION	43
III.2 ETUDE DES PLANCHER.....	43
III.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX.....	43
III.3. ACROTERE.....	79
III. 3.1. CALCUL DES EFFORTS	81
III.3.2 .FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	82

III.3.3.CALCULE DES CONTRAINTES	86
III.3.4. VERIFICATION DE L'EFFORT DE TRANCHANT.....	86
III.4. LES ESCALIERS	87
III.4.1. CHARGE ET SURCHARGE	87
III.4.2. SCHEMA STATIQUE	89
III.4.3. COMBINAISON DES CHARGES	89
III.4.4.CALCUL DES ARMATURES.....	93
III.4.5.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	94
III.4.6.VERIFICATION EN E.L.S.....	96
III.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.....	96
III.5.1.EVALUATION DES CHARGES	96
III.5.2.FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE A LA FLEXION SIMPLE	97
III.5.3.VERIFICATION A L'ELS.....	98
III.5.4.CALCUL LA POUTRE PALIERE A LA TORSION.....	99
III.6. BALCON	101
III.6.1.EVALUATION DES CHARGES	102
III.6.2.COMBINAISONS ET SOLlicitATIONS.....	102
III.6.3.CALCUL DES MOMENTS	102
III.6.4.FERRAILLAGE DU BALCON	103
III.6.5.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	105
III.6.6.VERIFICATION A L'ELS.....	105
III.7.ASCENSEUR	108
III.7.1.ÉTUDE DE LA DALLE PLEINE DU LOCAL MACHINE	109
III.7.2.CALCUL DES SOLlicitATIONS	109
III.7.3. CALCUL DE FERRAILLAGE.....	110
III.7.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	111
III.7.5.VERIFICATION A L'ELS.....	112
III.8. CONCLUSION.....	113

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION	115
--------------------------	-----

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	115
IV.3. MÉTHODES DE CALCUL	116
IV.3.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	116
IV.3.3. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	119
IV.4. PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS V.20.....	120
IV.5. MODELISATION	120
IV.5.1. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTAL DE LA STRUCTURE ...	126
IV.5.2.PARTICIPATIONS DES MASSES MODALES EFFECTIVES	126
IV.5.3.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT STATIQUE ET DYNAMIQUE	127
IV.5.4.JUSTIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES	130
IV.5.5. JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R	132
IV.5.6. JUSTIFICATIONS DES DEPLACEMENTS RELATIFS PAR RAPPORT A LA HAUTEUR D'ETAGE.....	132
IV.5.7.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	133
IV.5.8 .VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	135
IV.5.8 .VERIFICATION DE L'EFFET DE TORSION ACCIDENTELLE	136
IV.6. CONCLUSION	137

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRCTURAUX

V.1. INTRODUCTION	139
V.2. LES POTEAUX.....	139
V.2.1. LES RECOMMANDATIONS DU RPA 99/2003	139
V.2.2. SOLLICITATION DE CALCUL	142
V.2.3. ARMATURES LONGITUDINALES	143
V.2.4 ARMATURES TRANSVERSALES.....	148
V.2.5.VERIFICATION DE STABILITE DE FORME	150
V.2.6. VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTIELLES.....	151
V.2.7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	152
V.2.8 DETERMINATION DE LA ZONE NODALE.....	152
V.2.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE	153
V.3. LES POUTERS	156

V.3.1. LES RECOMMANDATIONS DU RPA 99 /2003 ...	166
V.3.2. RECOMMANDATIONS	156
V.3.3 SOLLICITATIONS FERRAILLAGES DES POUTRES	157
V.4. LES VOILES.....	165
V.4.1. LES COMBINASSIONS DE CALCUL.....	166
V.4.2.ETUDE DE LA SECTION SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE.....	167
V.4.3.LE FERRAILLAGE DES VOILES DE SENS LONGITUDINALES.....	168
V.4.4. VERIFICATION A L'ELS	165
V.4.5. SCHEMA DU FERRAILLAGE.....	174
V.5. CONCLUSION	175

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION.....	178
VI.2. ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL	178
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	178
VI.3.1. VERIFICATION DE SEMELLE ISOLEE.....	178
VI.2.2. RADIER GENERAL.....	179
VI.3.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT DE RADIER	180
VI.3.2.2. LES VERIFICATIONS	181
VI.3.2.3. FERRAILLAGE DU RADIER.....	183
VI.3.2.4. FERRAILLAGE DES NERVURES	186
VI.4.1. VOILE PERIPHERIQUE.....	190
VI.4.1. DIMENSIONS DE VOILE PERIPHERIQUE ...	190
VI.4.2. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL ...	190
VI.4.3. CALCUL DES CONTRAINTES	190
VI.4.4. FERRAILLAGE DU VOILE	191
VI.4.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE ...	195
VI.5. CONCLUSION ...	195
CONCLUSION GENERALE.....	
BIBLIOGRAPHIE.....	

ANNEXES.....

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau.I.1 : caractéristiques de béton armé utilisé	16
--	----

CHAPITRE II : PREDIMENSION DES ELEMENT

Tableau.II.1. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	22
Tableau. II.2. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant, bureau	22
TableauII.3. Évaluation des charges revenant aux balcons(e=15) en dalle pleine	23
TableauII.4. Charge permanente de cloisons extérieures.....	23
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant à l'acrotère.....	24
TableauII.6. Evaluation des charges du palier	28
TableauII.7. Evaluation des charges du palier	28
TableauII.8. Evaluation des charges de Palier de repose.....	29
TableauII.9. La descente de charge de poteau E	35
Tableau. II.10: tableau récapitulative	40
Tableau II.11. Dimensions des différents éléments.....	40

CHAPITRE III : ETUDE DEZS ELEMENT SCONDARE

Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles	47
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	47
Tableau III.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	48
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type 1)	55
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type1 Cas DC).....	56
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type1 Cas DC)	56
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type1 Cas CD).....	57
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type1 Cas CD).....	57
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	59

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	60
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	60
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	60
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	61
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	61
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC.....	62
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher T.IN.....	62
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN.....	63
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher T.IN.....	63
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN.....	64
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN.....	64
Tableau III.16. Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS.....	65
Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers.....	74
Tableau III.18. Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers.....	75
Tableau III.19. Vérification au cisaillement.....	75
Tableau III.20. Vérification de la contrainte du cisaillement.....	76
Tableau III.21. Vérification des armatures longitudinales.....	76
Tableau III.22. Vérification des armatures longitudinales.....	76
Tableau III.23. Vérification des états limites de compression du béton.....	76
Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation.....	77
Tableau III.25. Les sollicitations de l'acrotère.....	79
Tableau III.26. Calcul de la Combinaison des charges.....	89
Tableau III.27. Tableau récapitulatif des sollicitations.....	93
Tableau III.28. Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU.....	93
Tableau III.29. Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.....	94
Tableau III.30. Le choix de ferrailage Les armatures de répartition.....	94

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS	95
Tableau III.32. Calcul d'armatures à la flexion simple	97
Tableau III.33. Vérification a l'ELS de la poutre palière	99
Tableau III.34. Résultats du ferrailage.....	104
Tableau III.35. Vérification des contraintes de la dalle	105
Tableau III.36. Evaluation de la flèche selon y	107
Tableau III.37. Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe	108
Tableau III.38. Résultats de ferrailage à L'ELU	110
Tableau III.39. Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	112

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau.IV.1 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivent le système structurel	117
Tableau IV.2: Participation des masses modales	129
Tableau IV.3 : Efforts tranchants selon les directions X et Y.....	129
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticale	131
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	131
Tableau IV.6: Déplacements relatifs entre étages	133
Tableau IV.7 : Effet P- Δ suivant x et y.....	134
Tableau IV.8 : Effet P- Δ suivant x et y	134
Tableau IV.6 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux	135
Tableau IV.7 : Excentricités entre centre de masse et centre de rigidité	136
Tableau IV.8: Dimensions finales des éléments structuraux	137

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURE

Tableau.V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	141
Tableau.V.2 : Sollicitations dans les poteaux	143
Tableau.V.3 : Sections des armatures longitudinales.....	147
Tableau.V.4 : Sections des armatures longitudinales adoptées	148

Tableau V.5. Les Armatures transversale dans les poteaux.....	149
Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	150
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentiellles dans le poteau.....	152
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	153
Tableau.V.9 : Les sollicitations de la poutre principale la plus sollicitée.....	158
Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres.....	159
Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant.....	161
Tableau V.12. Vérification au cisaillement.....	161
Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	162
Tableau.V.14 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.....	168
Tableau V.15. Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x1} = 1.4m$ dans tous les niveaux.....	171
Tableau V.16. Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x2} = 1.8m$ dans tous les niveaux.....	172
Tableau V.15. Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x3} = 1.2m$ dans tous les niveaux.....	173
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x1} = 2.8m$ dans tous les niveaux.....	174
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{y2} = 3.33m$ dans tous les niveaux.....	174

CHAPITRES VI : ETUDE LNFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier.....	184
Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	186
Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	186
Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.....	187
Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	187
Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	187
Tableau.VI.7 : Résultats du ferrailage.....	194
Tableau.VI. 8 : Vérification des contrainte.....	195

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure.I.1. Situation géographique de notre ouvrage	2
Figure.I.2. Vue en plan du rez-de-chaussée.....	3
Figure.I.3. Vue en plan des autres étages	4
Figure.I.4. Façade principal.....	5
Figure.I.5. Façade postérieure	5
Figure.I.6. Dimensions en élévation du bâtiment	6
Figure 7. Diagramme contraintes-déformations du béton	10
Figure 8. Diagramme contrainte – déformation.....	12
Figure 9. Règle de trois pivots	14

CHAPITRE II : PREDIMENSION DES ELEMENT

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	18
Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.....	19
Figure II.3. Coupe d'acrotère	24
Figure II.4. Schéma d'un escalier	25
Figure II.5. Schéma statique d'escaliers RDC	26
Figure II.6. Schéma statique d'escaliers EC	27
Figure II.7. Schéma statique de poutre palière	29
FigureII.8. Coupe transversale d'ascenseur	30
Figure II.9. Coupe verticale d'un voile.....	31
Figure II.10. La surface afférente par le poteau E.....	35

CHAPITRE III : ETUDE DEZS ELEMENT SCONDARE

Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	45
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre	45
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	45
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	45

Figure IV.7: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	133
--	-----

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURE

Figure.V.1 : La zone nodale	140
FigureV.2. Ancrage des armatures transversales	142
Figure.v.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 60x60.....	154
Figure.v.4 : Schéma de ferrailage des poteaux 55x55.....	155
Figure.V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux 50x50.....	155
Figure.V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux45x45	156
Figure.V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux40x40.....	156
Figure.V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux35x35.....	163
Figure.V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre prencipal30x45.....	164
Figure.V.10 : Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x45.....	164
Figure.V.11 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35.....	165
Figure.V.12 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35	165
Figure V.13. Schéma de répartitions des voiles2D	168
Figure.V.14 : Schéma de ferrailage de du voile Vx1 (11ème-12ème).....	175

CHAPITRES VI : ETUDE LNFRASTRUCTURE

Figure.VI.1 : Schéma du poinçonnement.....	182
Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier en travée.....	189
Figure.VI. 3 : Schéma de ferrailage de radier en appui.....	189
Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage des nervures en travée.....	189
Figure.VI. 5 : Schéma de ferrailage des nervures en appui.....	190
Figures VI.6 : Schéma du voile périphérique.....	191
FigureVI.7: Diagramme des contraintes.....	192
Figure VI .8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	195

Résumé :

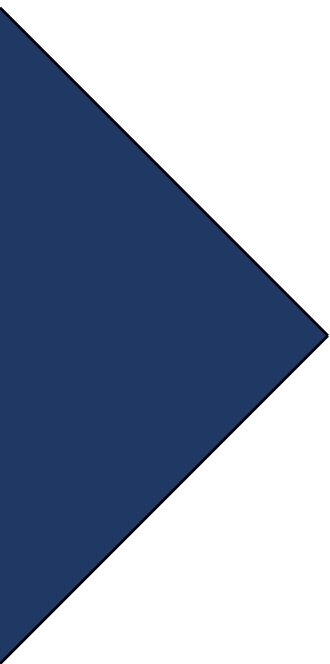
Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un RDC et 12 étages ; implanté à la wilaya de Alger. Cette région est classée en zone de forte sismicité (III) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003. L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons du faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99. L'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ETAPS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique). Enfin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Summary

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a ground floor plus 12 floors; implanted in This region is classified as a zone of (III) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003. objective being the dimensioning of the various constituents of the building to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it can be subjected, we had to appeal to the regulations in force in particular the CBA93, the RPA99 /2003 and BAEL91/99. The dynamic study of the structure made by the calculation software ETAPS in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load). Finally, in the last part of the thesis we studied and calculated the foundations.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني والتجاري يتكون من طابق أرضي و 12 طابقاً؛ أنشئت في ولاية الجزائر العاصمة. تم تصنيف هذه المنطقة كمناطق زلزالية عالية (III) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية RPA99 نسخة 2003. الهدف هو تحديد أبعاد المكونات المختلفة للمبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومة الأخيرة لمختلف الإجراءات والتي يمكن تقديمها، كان علينا الاعتماد على اللوائح المعمول بها ولا سيما CBA93، و RPA99/2003، و BAEL91/99. الدراسة الديناميكية للهيكل التي تم إجراؤها بواسطة برنامج حساب ETAPS لتحديد الضغوطات المختلفة الناتجة عن التحميل (الحمل الدائم، حمل التشغيل، الحمل الزلزالي). وأخيراً، في الجزء الأخير من الأطروحة قمنا بدراسة وحساب الأسس.



INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale :

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire, Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu.

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

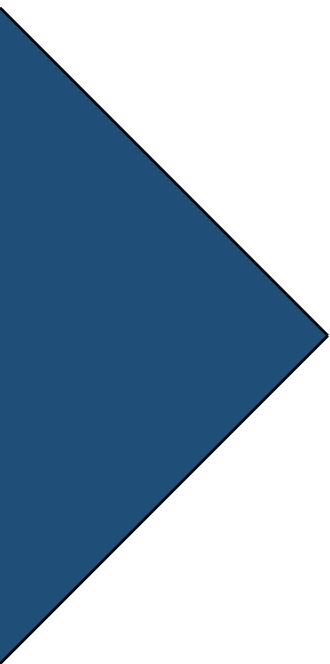
Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation et commercial qui sera implanté à la wilaya de Alger région correspondant à la zone (III), zone forte sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens RPA 99 version 2003.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - La présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés, etc.).
 - Pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcon) et principaux (poteaux, poutres et voiles).
 - Etude des éléments secondaires (l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons).
 - La modélisation modèle 3D à l'aide d'un logiciel ETAPS2020 de calcul et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003), afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique)
 - Le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles)
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations. Enfin, notre travail s'achèvera par une conclusion générale ou on a résumé les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette étude.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).



CHAPTER I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION :

Pour qu'une étude de génie civil soit réalisée correctement, il est indispensable de connaître les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux employés. Ce premier chapitre est consacré à cet objectif.

I.2. PRESENTATION GENERALE :

Notre étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment bi fonctionnel qui regroupe commerce et logements d'habitation se compose d'un **RDC** (bureau) et **12 étages identiques (R+12)**.

L'ouvrage est implanté la wilaya Alger. Ce projet de fin d'étude s'intitule : « **Etude d'une Tour (R+12) à usage multiples** ».



Figure.I.1. Situation géographique de notre ouvrage.

I.3. DONNEES DU SITE :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme :

- Une zone de sismicité forte (zone **III**).
- L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2**.
- Le site est considéré comme : **rocheux**
- Contrainte admissible du sol = **2 bars**.

I.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

I.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du Bâtiment : **26.7 m**
- Largeur totale du bâtiment : **9.5 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **40.12 m**
- Hauteur du RDC : **3.4 m**
- Hauteur d'étage : **3,06 m**

- **I.4.2. LES PLANS D'ARCHITECTURE :**

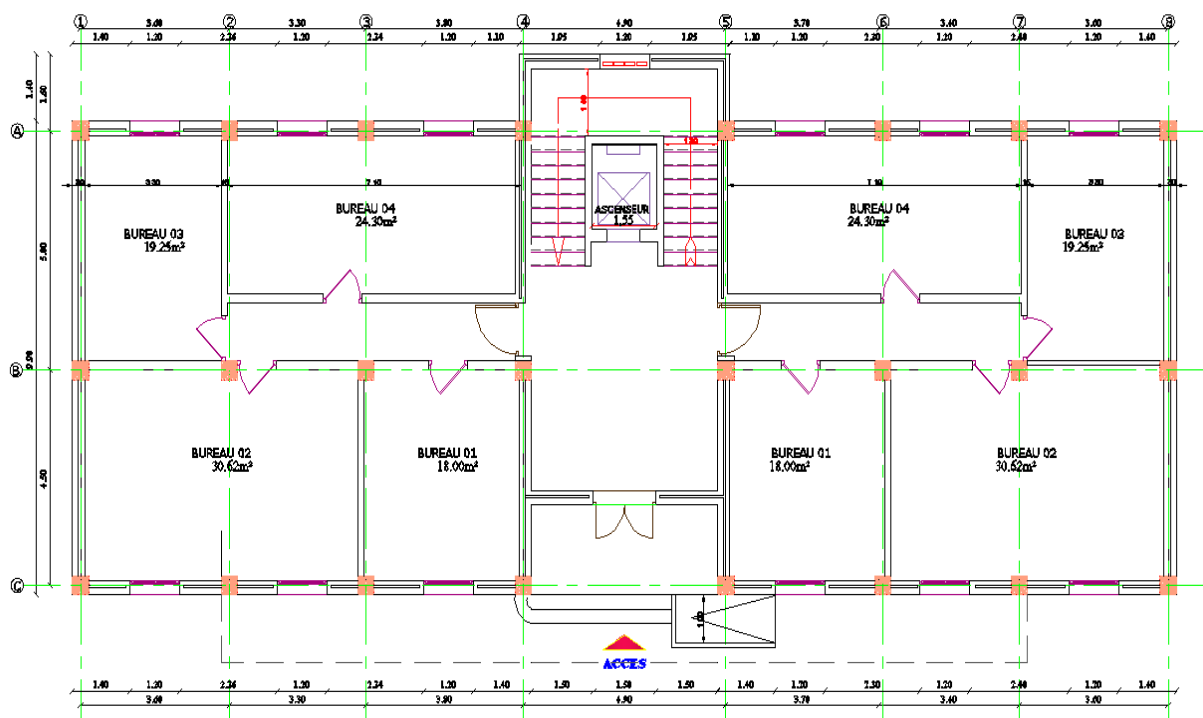


Figure.I.2. Vue en plan du rez-de-chaussée.

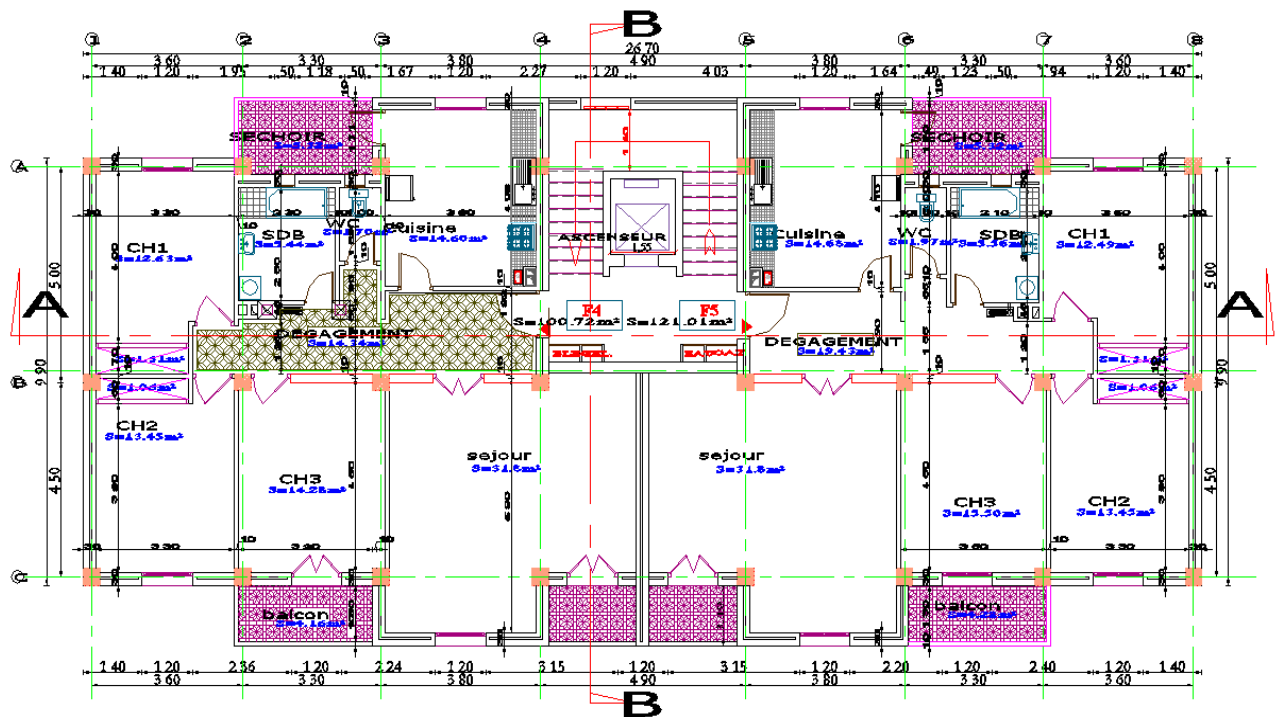
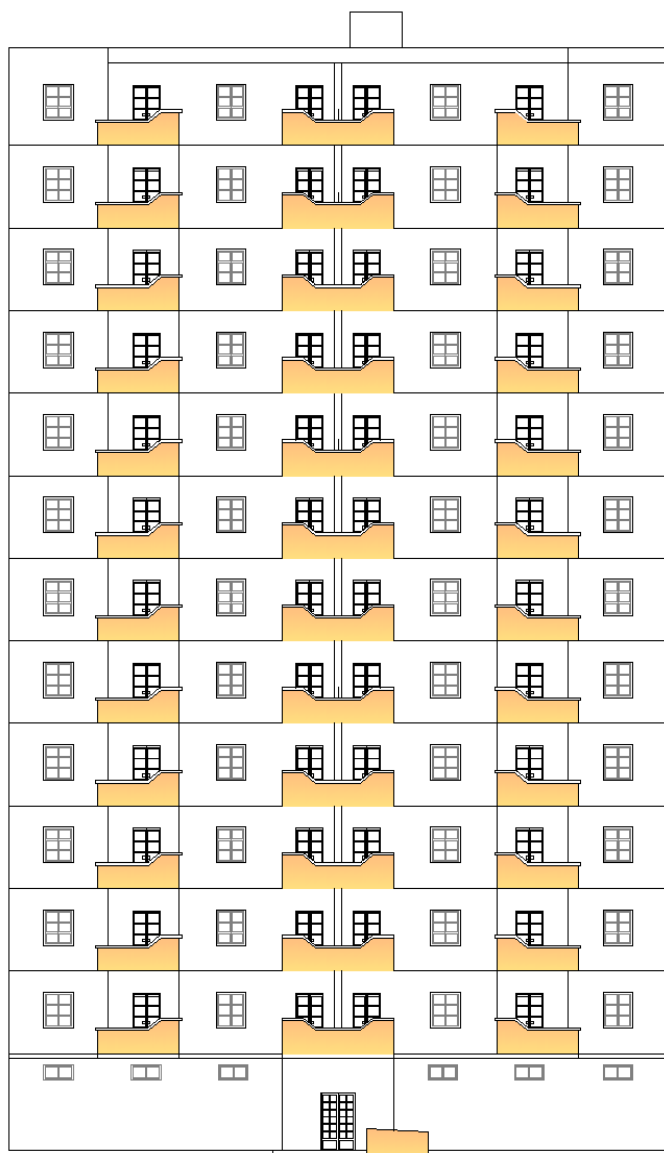
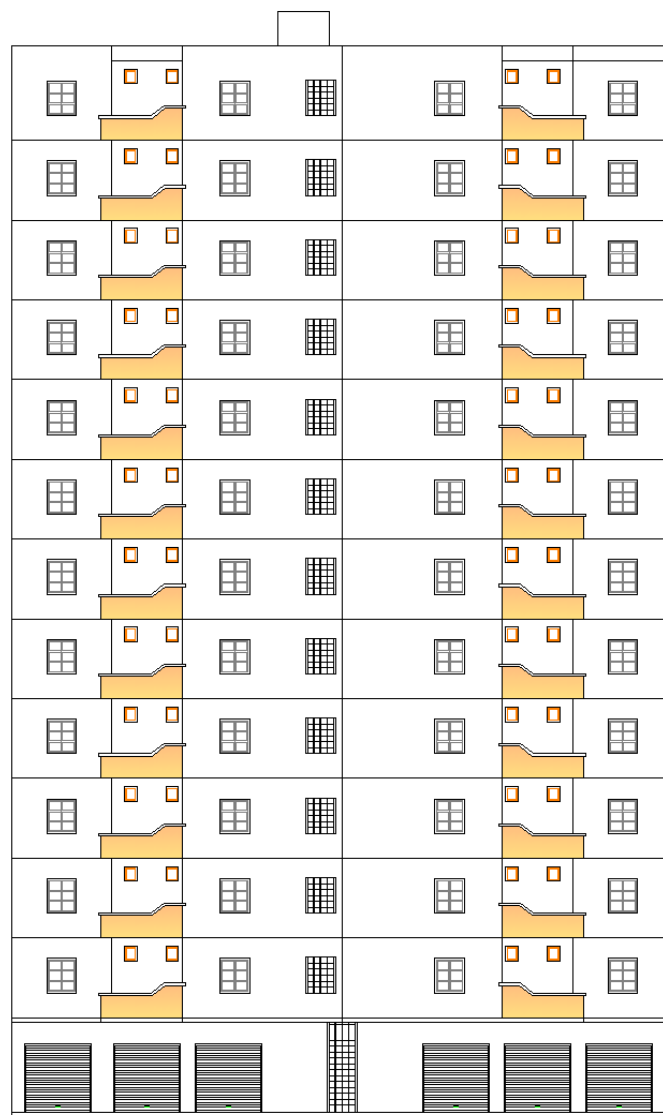


Figure.I.3. Vue en plan des autres étages

**Figure.I.4.** Façade principale**Figure.I.5.** Façade postérieure

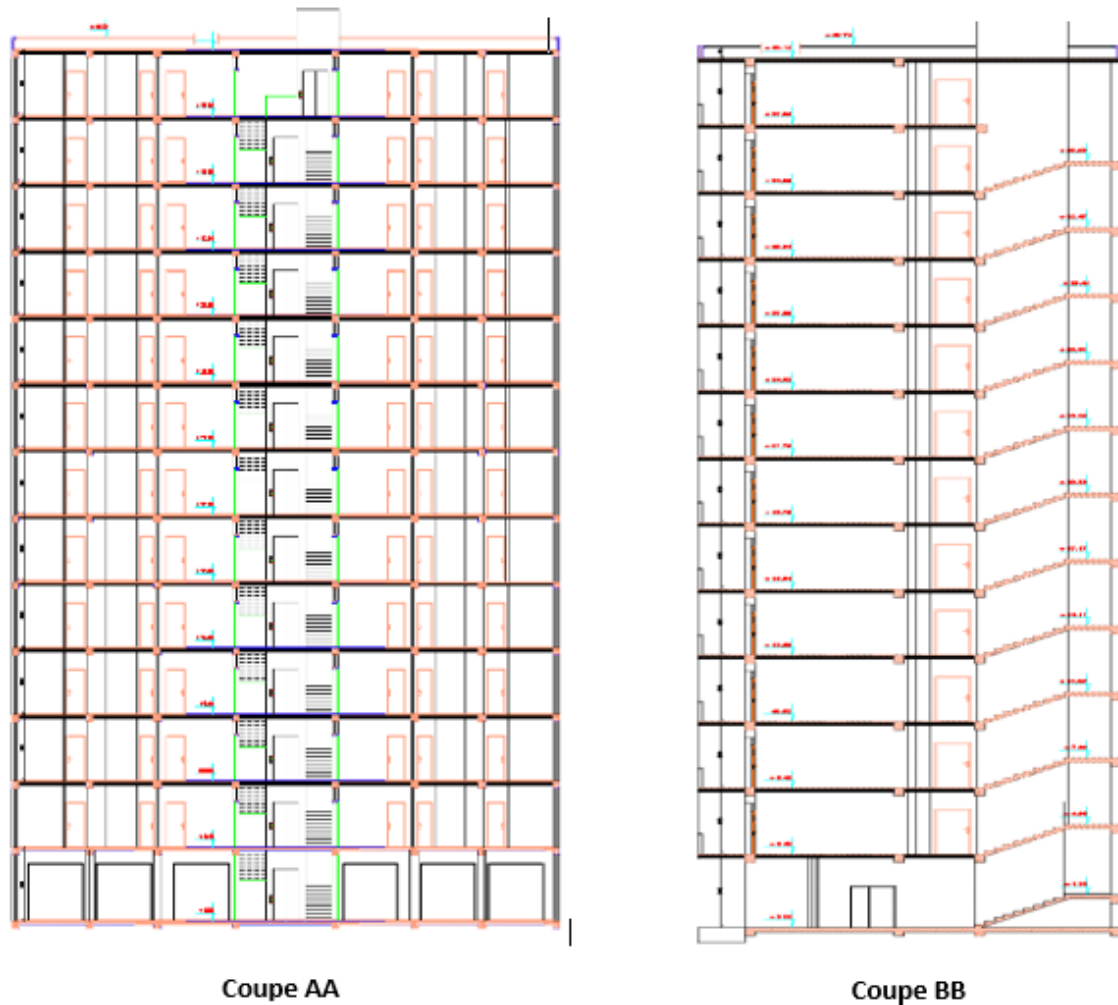


Figure.I.6. Dimensions en élévation du bâtiment

I.5. L'OSSATURE :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

I.6. ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I.6.1. PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 21 cm (16+5) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

I.6.2. ESCALIER :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place

I.6.3. BALCONS :

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalles pleines.

I.6.4. ACROTERE :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de **60 cm** de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.6.5. MAÇONNERIE :

- **Les murs extérieurs :** Constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (15+5+10).
- **Les murs de séparations intérieurs :** Constitués par une seule paroi de briques creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.6.6. TERRASSE :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches

I.6.7. 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 aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 8 personnes.

I.7. REVETEMENT :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Faïence recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ainsi que les cuisines.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.8. ISOLATION :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

I.9. REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)[1].
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2) [4].
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL 91 modifiée en 99) [2].
- Règles de calcul du béton armé Algérien (CBA93) [3].

I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le logiciel **ETAPS 2020**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

I.11. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. La présence des armatures est indispensable pour reprendre les charges horizontales mais aussi les efforts de traction et cisaillement vu que le béton a une faible résistance vis-à-vis de ce genre de sollicitation contrairement à sa résistance à la compression. Donc l'association de ces deux matériaux résulte en un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

1.11.1. LE BETON :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable), les adjuvants et de l'eau.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m^3 il nous faut :

- ❖ 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- ❖ 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- ❖ 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{mm}$ ».
- ❖ 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- ✓ Pâte pure : (Ciment, eau et air)
- ✓ Granulats : (Sable, gravillons)
- ✓ Produits d'addition éventuels (Adjuvants)

➤ Résistance du béton :

a- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93[3], la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$j < 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40\text{MPa} \end{cases}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28 \text{ jours}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte : $f_{c28}=25\text{MPa}$

b- Résistance du béton à la traction(CBA.93 Art A. 2.1.1.2)[3] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

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

pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

C- Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.Art A.2.1. 21) [2] :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut des mesures qu'à l'âge de (j) jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc} : E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Les déformations différées du béton module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc} : E_{vj} \approx 10819 \text{ MPa}$$

d- Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [2] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU

➤ Contrainte limite du béton (CBA93) [3] :

❖ Etat limite ultime :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton

Un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

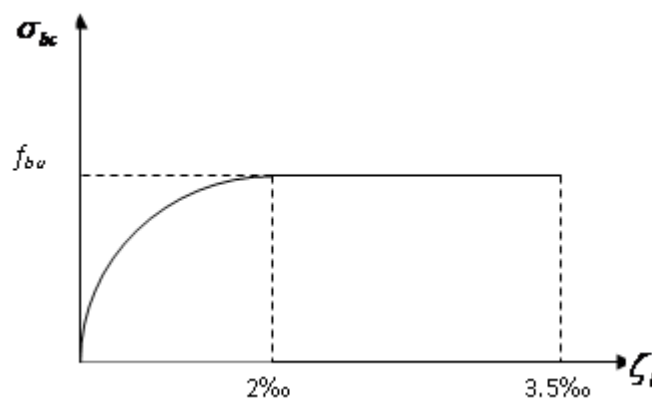


Figure 7. Diagramme contraintes-déformations du béton.

La Contrainte ultime du béton en compression (Art A-4. 3.4 BAEL91) [2] :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.
- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b=1,15$ « pour les situations accidentelles ». Donc : $f_{bu}=18.48\text{MPa}$.
- $\gamma_b=1.50$ « pour les situations durables ». Donc : $f_{bu}=14.16\text{MPa}$.
- $0,85$: coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- θ : dépend de la durée d'application des charges.

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est $>24\text{h}$

- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

❖ Etat limite de service CBA 93[3] :

- Contrainte admissible de compression dans le béton CBA 93[3] :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

- Contrainte ultime du béton au cisaillement : BAEL91 (A.5.1.2) [2] :

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa} \right) \text{ Si : la fissuration est non ou peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.11.2. L'ACIER :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent Par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 ».

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité
Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont:(Art A-2.2.1 BAEL91) [2] :

- La limite d'élasticité « f_e ».
- Le diagramme « contraintes-déformations ».

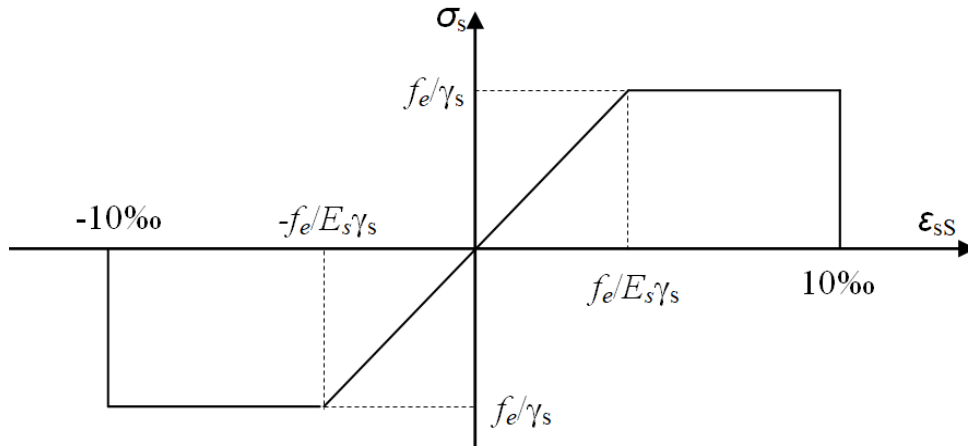


Figure 8. Diagramme contrainte – déformation

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hook » de pente $E_s = 200000 \text{ MPA}$ « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée : f_e / γ_s

➤ **Contrainte limite de calcul :**

❖ **L'E.L. U :** On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s : 1,15 dans les cas courants.

γ_s : 1,10 dans les cas accidentels.

❖ **L'E.L. S :**

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

- **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [2] :**

Aucune vérification n'est requise.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [2] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91) [2] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

➤ **L'allongement relatif de l'acier :**

On a : $\varepsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec : E_s module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{ MPA}$ »

I.12. HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARMÉ :

➤ **E.L.S :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal

à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence **(C.B.A.93.art.A.4.5.1)**.

➤ **E.L. U :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure 4

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

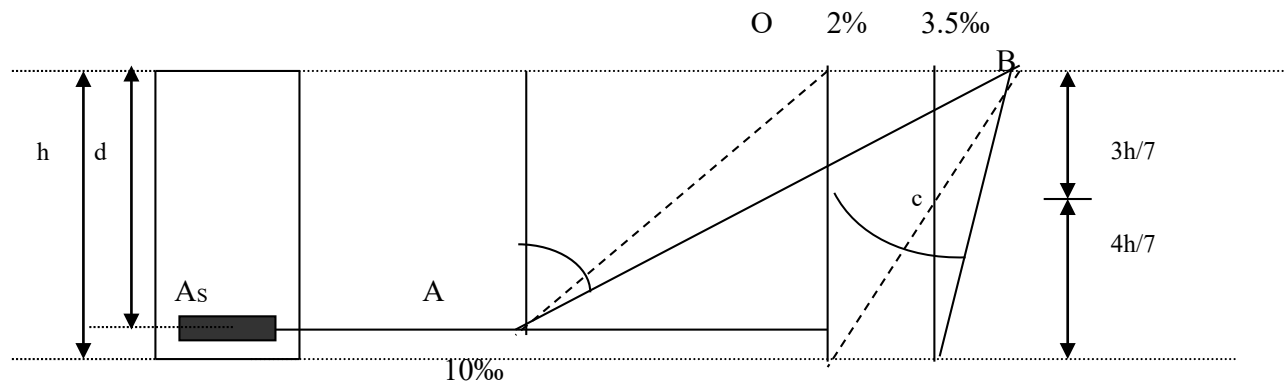


Figure 9. Règle de trois pivots

I.13. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES :

Un état limite est un état au de la duquel la structure, ou l'élément de la structure, estimés hors services, c'est -à- dire ne dépend plus des fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

- Les états limites se classent en deux catégories :

I.13.1. Les états limites ultimes :

Correspondant à la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

I.13.2. Les états limites de service :

Etats limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.14. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

I.14.1. Actions :

a- Actions permanentes :

Ces actions représentées par « G » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussées et les pressions des terres.

- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

b- Actions variables :

Ces actions représentées par « **Q** » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

c- Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

I.14.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N .
- Effort tranchant : V .
- Moment fléchissant : M .
- Couple de torsion : T

➤ **Principe et justification : (Article A-3-3 BAEL 91) page 23-24-25 [2] :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments constitutifs et pour l'ensemble de la structure, que les sollicitations de calcul définies dans la suite ne provoquent pas le phénomène qu'on veut éviter.

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**

✓ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

✓ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes a prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q\pm E \quad \text{avec : } G : \text{charge permanente.}$$

$$G+Q\pm 1,2 E \quad \text{avec : } Q : \text{charge d'exploitation.}$$

$0,8 G \pm E$ avec : E : effort de séisme.

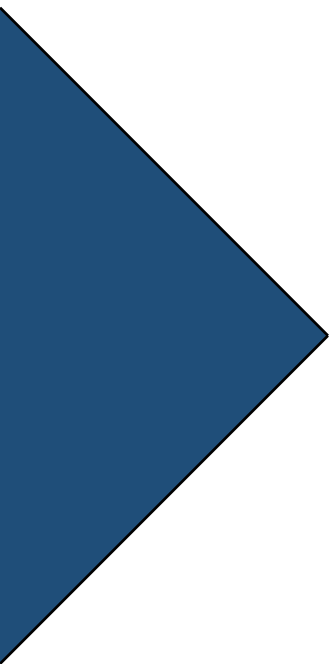
Le tableau ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau.I.1 : caractéristiques de béton armé utilisé.

F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	γ_b	σ_b (MPa)	E (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)	σ_{st} (MPa)
25	2.1	32164,2	10818,86	1.5	14.2	2.10^5	1.15	348	201.63

I.15. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons cité toute la caractéristique des matériaux (béton-acier), les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs.



CHAPITER II

PREDIMENSIONMENT DES ELEMENTS

II .1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version 2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés ou diminuer après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II .2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II .2.1 Planchers :

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

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II .2.1. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

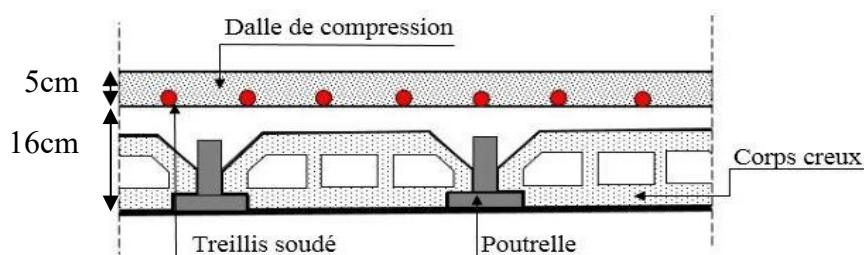


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Le pré dimensionnement du plancher se fait par la vérification de la condition de rigidité suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots [\text{CBA93}] (\text{Article B.6.8.4.2.4})[3].$$

Avec :

L_{max} : la distance maximale entre nœuds d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : hauteur totale de plancher. Si on suppose des poutres de 40 cm de largeur, alors :

$$L_{max} = 490 - 40 = 450$$

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de **21 cm** soit **16+5** :

- Hauteur de corps creux : **h = 16 cm.**
- Hauteur de dalle de compression : **h₀ = 5 cm.**

a) Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

B : Largeur efficace

Le dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le **CBA 93 (A.4.1.3)** :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t = (8 \text{ à } 16)$$

$$\text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

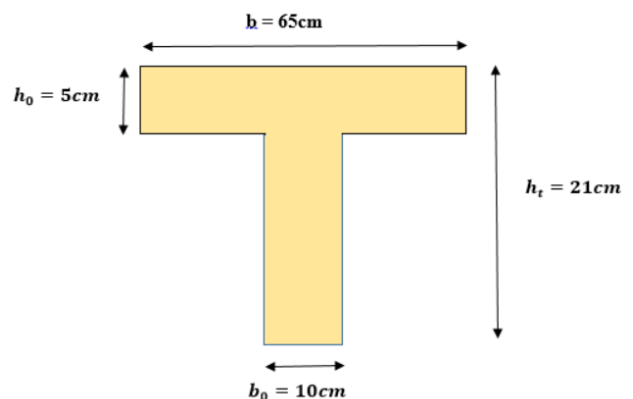


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.

$$L_Y = 490 - 40 = 450 \text{ cm}$$

L_X : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_Y : La distance minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{450}{10} \right) = \min (27,5 ; 38,5) \text{ cm} \quad \text{donc } b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = 2b_1 + b_0 = 2 \times (27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = 65 \text{ cm}$$

II.2.1.2 Dalles pleines :

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

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

a) Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$. Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$. Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.
- Dans notre projet on prend $e = 15 \text{ cm}$

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques du **CBA 93[3]**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 14 cm

c) Résistance à la flexion :

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

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur deux appuis}$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

d) Critère de résistance :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{35}$

✓ Dalle pleine portant dans une direction ($\frac{L_x}{L_y} < 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20}$

Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

L_x : étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée .

$$L_x = 1,40 \text{ m}$$

$$L_y = 3,00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{300} = 0,466 > 0,4 \dots\dots\dots \text{donc la dalle travail dans deux direction.}$$

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{30} \leq h_0 \leq \frac{140}{20} = 4,66 \leq h_0 \leq 7.$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$.

II.2.2 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/ m^3)$	Charge (N/ m^2)
1	Gravillon de protection	0,05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Forme de pente	0,1	22000	2200
4	Isolation thermique	0,04	4000	160
5	Dalle à corps creux	0,21	14000	2940
6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T=6620$
Surcharge d'exploitation				$Q_T = 1000$

❖ Plancher étage courant et Bureau :

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant, bureau

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/ m^3)$	Charge (N/ m^2)
1	Cloison en brique	0,1	9000	900
2	Carrelage	0,02	22000	440
3	Mortier de pose	0,02	20000	400
4	Couche de sable	0,03	18000	540
5	Plancher à corps creux	0,21	14000	2940
6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T=5420$
Surcharge d'exploitation (étage)				$Q_T = 1500$
Surcharge d'exploitation (RDC)				$Q_T = 2500$

❖ Balcons :

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux balcons (e=15) en dalle pleine

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Carrelage	0,02	22000	440
2	Mortier de pose	0,02	20000	400
3	Lit de sable	0,03	18000	540
4	Dalle	0,15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T=5330$
Surcharge d'exploitation				$Q_T= 3500$

❖ Cloisons extérieures :

Tableau II.4. Charge permanente de cloisons extérieures.

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0,02	18000	360
2	Brique creux de 15	0,15	9000	1350
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Brique creux de 10	0,1	9000	900
6	Enduit en plâtre (intérieure)	0,02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T=2810$

II.2.3 l'acrotère (terrasse inaccessible) :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse ayant un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans la figure

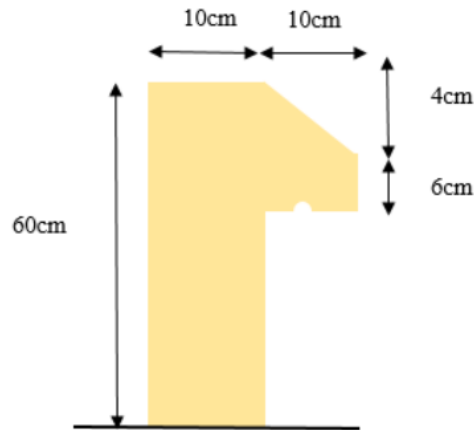


Figure II.3. Coupe de l'acrotère

Tableau II.5.Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère BH	10	0,068	25	1,7
Enduit de ciment	2	0,2	2	0,4
Charge permanente	$G_T = 2,1 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ kN/ml}$			

II.2.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession des marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles seront réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont illustres dans la figure suivant :

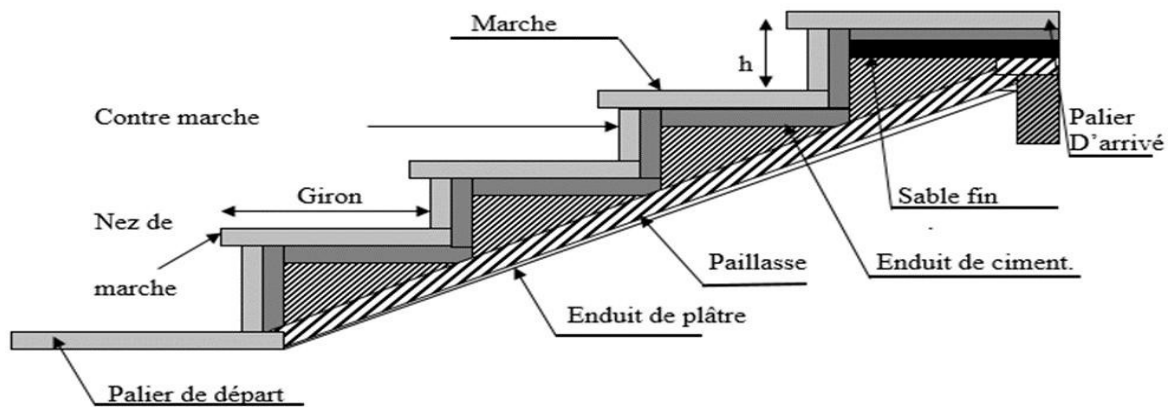


Figure II.4. Schéma d'un escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier :

Type : escalier a une seul vole pour le RDC.

II.2.4.1 Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort. On doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

avec :

- H : hauteur de la volée.
- L : longueur de la volée.
- n : nombre de contre marche.
- L_0 : longueur projetée de la volée.
- $n - 1$: Nombre de marche.

II.2.4.2 Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet trois types d'escalier : escalier droit à une seule volée, escalier à deux volées, et à trois volées.

NB : les escaliers menant de l'étage commercial à l'étage de service sont considérés en bois.

❖ Escalier a un seul volées (RDC)

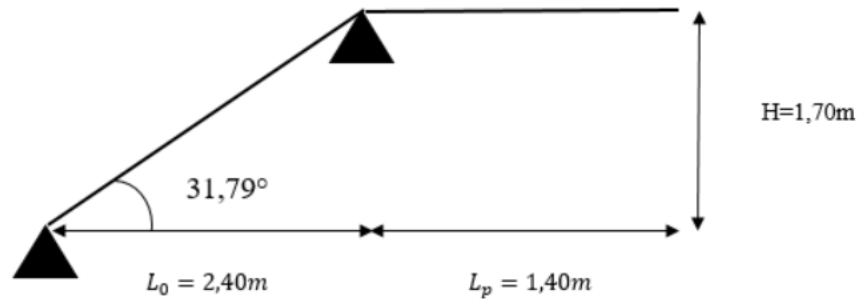


Figure II.5. Schéma statique d'escaliers RDC

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17\text{cm}$.

Calcul du nombre de marche et du contre marche (RDC) :

On a : $L_0 = 270\text{cm}$; $H = 170\text{cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 170 + 270)n + 2 \cdot 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 10$** .

Le nombre de marche est : **$n-1 = 9$** .

Vérification de la relation de blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$2h + g = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \Rightarrow \text{CV.}$$

Epaisseur de la paillasse

La longueur développée est : $L = L_V$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = \sqrt{2,7^2 + 1,70^2} = 3,19\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3,19}{30} \leq e \leq \frac{3,19}{20} \Rightarrow 10,63\text{cm} \leq e \leq 15,95\text{cm}$$

On prend $e = 18$ (paillasse + palier)

L_v : longueur de volée

Inclinaison de la paillasse : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,70}{2,70}\right) \Rightarrow \alpha = 31,79^\circ$

❖ **Escalier a un seul volée (EC)**

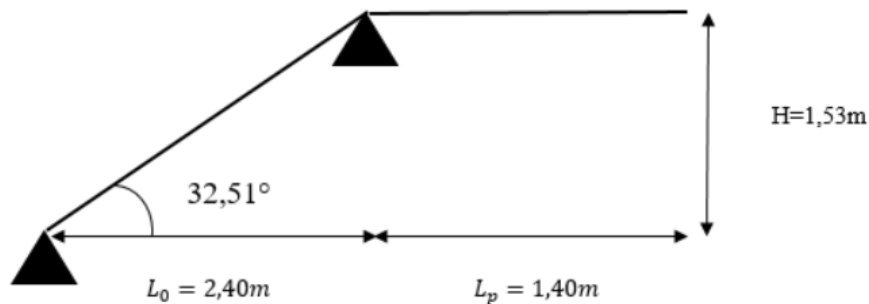


Figure II.6. Schéma statique d'escaliers EC.

Calcul du nombre de marche et du contre marche (EC) :

On a : $L_0 = 240\text{cm}$; $H = 153\text{cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 153 + 240)n + 2 \cdot 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 9$** .

Le nombre de marche est : **$n-1 = 8$** .

Vérification de la relation de blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$2h + g = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \Rightarrow \text{CV.}$$

Epaisseur de la paillasse

La longueur développée est : $L = L_v$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20} \Rightarrow 9,5\text{cm} \leq e \leq 14,2\text{cm}$$

L_v : longueur de volée

On prend $e = 18$ (paillasse + palier)

Inclinaison de la paillasse : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,53}{2,40}\right) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

II.2.4.3 Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers :

❖ Escalier :

La paillasse RDC

Tableau II.6. Evaluation des charges du palier

N°	Désignation		e (m)	γ (N/ m³)	Charge (N/ m²)
1	Carrelage	horizontal	0,02	22000	440
		vertical	0,02h/g	22000	249,33
2		horizontal	0,02	20000	400
		vertical	0,02h/g	20000	226,67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,18/cos 31,79	25000	5294,21
6	Enduit en plater		0,02/cos 31,79	10000	235,298
	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _T =9570,508
Charge d'exploitation					Q _T =2500

La paillasse EC

Tableau II.7. Evaluation des charges du palier

N°	Désignation		e (m)	γ (N/ m ³)	Charge (N/ m ²)
1	Carrelage	horizontal	0,02	22000	440
		vertical	0,02h/g	22000	249,33
2		horizontal	0,02	20000	400

	vertical	0,02h/g	20000	226,67
3	Poids des marches	0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse	0,18/cos 32,51	25000	5336,19
6	Enduit en plater	0,02/cos 32,51	10000	237,164
	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				$G_T=9614,354$
Charge d'exploitation				$Q_T=2500$

Palier de repos (RDC+EC)

Tableau II.8. Evaluation des charges de Palier de repose

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Carrelage	0,02	22000	360
2	Mortier de pose	0,02	20000	1350
3	Lit de sable	0,02	18000	-
4	Dalle pleine	0,18	25000	900
6	Enduit en plater	0,02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T=2810$

II.2.5 Poutre palière :

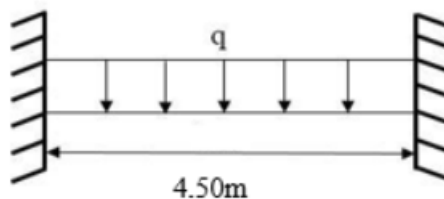


Figure II.7. Schéma statique de poutre palière

❖ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91[2]**.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } L = 490 - 40 = 450 \text{ cm.}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Exigences du RPA99/2003[1] :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

II.2.6 l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objets sur les différents niveaux d'un bâtiment.

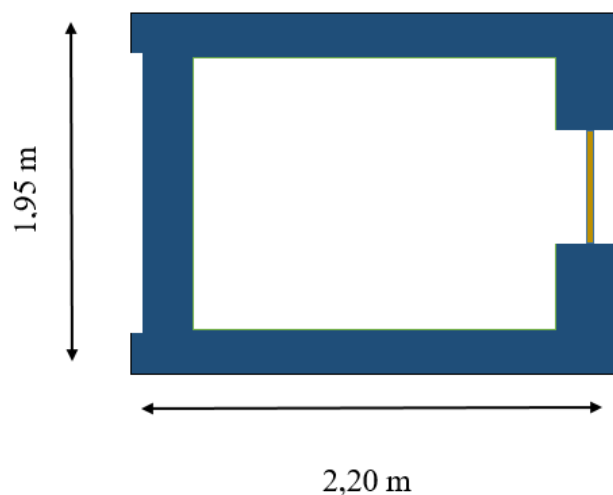


Figure II.8. Coupe transversale d'ascenseur

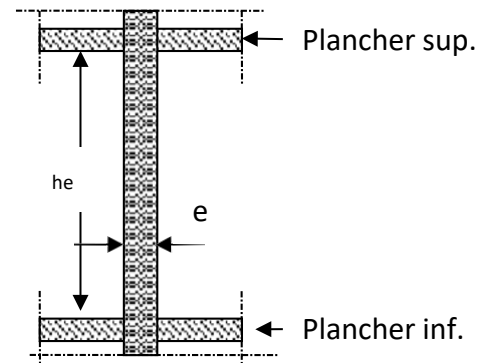
La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges qui lui reviennent (machine+ ascenseur) et avoir une bonne isolation acoustique

On a :

$$L_x = 1,95 \quad L_y = 2,20 \quad \Rightarrow \quad S = 4,29$$

$$\frac{220}{45} \leq e \leq \frac{220}{40} \Rightarrow 4,88 \leq e \leq 5,5$$

Figure II.9. Coupe verticale d'un voile



Soit l'épaisseur de la dalle $e=15\text{cm}$

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003[1]** :

$$e \geq \max \left[\frac{he}{22} ; 15\text{cm} \right]$$

Avec :

he : Hauteur libre du voile.

hp : Hauteur de la poutre.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre cas, nous avons

$$\text{RDC} : h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm.}$$

$$e > \max[13,63; 15\text{cm}]. \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Étages courants} : h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$e > \max[12,09 ; 15\text{cm}]. \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **20cm**

II.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section (b x h). Il y a deux types de poutres :

II.3.2.1 Poutres principales (PP) :

Selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié en 1999[2]** les poutres seront pré dimensionné par la

condition de la flèche et elles sont vérifiées par **R.P.A99 version 2003[1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq e \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3 \cdot h \leq e \leq 0,7 \cdot h \end{array} \right.$$

L_{max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre

Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{max} = 500 - 40 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq e \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 30 \leq e \leq 46$$

Donc on prend : h = 45 cm

Détermination de la largeur « b » :

On a : h = 40 cm

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

Donc on prend : b = 30 cm

➤ Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1) [1]:

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

« Zone sismique III»

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \leq 1,5 \cdot 40 + 27,5 = 87,5$$

$$30\text{cm} \leq 87,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.2.2. Poutres secondaires(PS) :

Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{\max} = 490 - 40 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq e \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq e \leq 45\text{cm}.$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$.

Détermination de la largeur « b » :

On a : $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

Donc on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1) [1]:

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \leq 1,5 \cdot 35 + 27,5 = 80 \text{ cm}$$

$$30\text{cm} \leq 80\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Après les vérifications on adopte pour les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait Selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)

$$3 - \text{Conditions de RPA} : \begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Le poteau qu'on va étudier c'est est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99 (version 2003)** citées ci-dessus.

On a section du poteau : 40*40 cm².

II.3.3.1 Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) [4]

Soit Q_0 La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous troisième étage..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Sous le quatrième étage..... $Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 7750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 8455 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8) = 9160 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.66 (Q_1 + \dots + Q_9) = 9910 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10}) = 10750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.63 (Q_1 + \dots + Q_{11}) = 11395 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.62 (Q_1 + \dots + Q_{12}) = 12875 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas

On prend un type de poteau suivant :

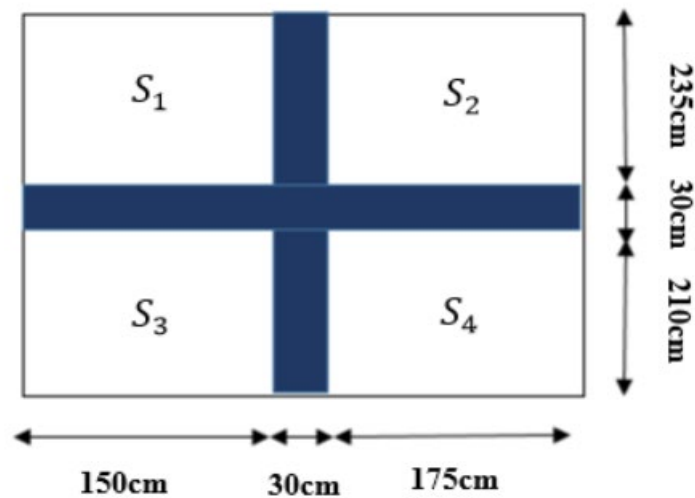


Figure II.10. La surface afférente par le poteau

- On a : $S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- $S_1 = 1,50 \times 2,35 = 3,525 \text{ m}^2$
- $S_2 = 1,750 \times 2,35 = 4,1125 \text{ m}^2$
- $S_3 = 1,50 \times 2,10 = 3,15 \text{ m}^2$
- $S_4 = 1,75 \times 2,10 = 3,675 \text{ m}^2$

Donc $S_T = 14,4625 \text{ m}^2$

Tableau II.9. La descente de charge de poteau

Etages	Elément	Valeur	Poids Propres G (N)	Surcharges Q(N)
N ₁	Terrasse inaccessible	14,46*6620	95725,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	

	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	14460
	Poteaux (40*40)	$0,40*0,40*3,06*25000$	12240	
	TOTALE		129846,45	
N2	Terrasse inaccessible	$14,46*5420$	78373,2	36150
	Poutres (Pp)	$0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000$	13350	
	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	
	Poteaux (40*40)	$0,40*0,40*3,06*25000$	12240	
	TOTALE		242340,9	
N3	Terrasse inaccessible	$14,46*5420$	78373,2	55671
	Poutres (Pp)	$0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000$	13350	
	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	
	Poteaux (40*40)	$0,40*0,40*3,06*25000$	12240	
	TOTALE		354835,35	
N4	Terrasse inaccessible	$14,46*5420$	78373,2	73023
	Poutres (Pp)	$0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000$	13350	
	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	
	Poteaux (40*40)	$0,40*0,40*3,06*25000$	12240	
	TOTALE		467329,8	
N5	Terrasse inaccessible	$14,46*5420$	78373,2	88206
	Poutres (Pp)	$0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000$	13350	
	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	
	Poteaux (40*40)	$0,40*0,40*3,06*25000$	12240	
	TOTALE		579824,25	
N6	Terrasse inaccessible	$14,46*5420$	78373,2	
	Poutres (Pp)	$0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000$	13350	
	Poutres (Ps)	$0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000$	8531,25	

	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		692318,7	101220
N7	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		804813,15	112065
N8	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		917307,6	122259,3
N9	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		1029802,05	132453,6
N10	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		1142296,5	143298,6
N11	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	

	TOTALE		1254790,95	155445
N12	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,06*25000	12240	
	TOTALE		1367285,4	164771,7
N13	Terrasse inaccessible	14,46*5420	78373,2	
	Poutres (Pp)	0,3*0,4*(2,1+2,35)*25000	13350	
	Poutres (Ps)	0,3*0,35*(1,50+1,75)*25000	8531,25	
	Poteaux (40*40)	0,40*0,40*3,40 *25000	13600	
	TOTALE		1481139,85	186172,5
Nu = 1,35G + 1,5QR Nu = 2278797,548 N $\Rightarrow$ Nu = 2278,797 KN				

Selon le CBA93 (article B.8.11)[3] on doit majorer l'effort normal ultime de compression

Nu de 10% tel que : $Nu^* = 1.10 * 2278,797 = 2506,676 \text{KN}$

II.3.3.2 Vérifications nécessaires :

➤ Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bu} \text{ tel que : } f_{bu} = \frac{0,85F \times c28}{1,5} = 14,2 \text{MPa} \Rightarrow B \geq B_{calculé} = \frac{Nu^*}{f_{bu}}$$

$$B_{calculé} = \frac{2506,676 \times 10^3}{14,2} = 184550,42 \text{mm}^2 = 0,18 \text{m}^2 \geq B = 0,16 \text{m}^2 \dots \text{C.N.V.}$$

➤ Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Article B.8.4.1)[3] On doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda < 50. \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f = 0,7l_0$: Longueur de flambement.

l_0 : hauteur du poteau.

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

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

$A_s \geq 0,8\%B_r$ On prend : $A_s = 1\%B_r$.

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91 (article 7.4.2)[2]}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$. Il faut vérifier que : $B_r \geq B_r \text{ calcul}$.

Donc pour RDC :

$$\lambda = \max[\lambda_x ; \lambda_y]$$

$$l_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2,38}{0,4} = 20,61$$

$$\lambda = 20,61 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{20,61}{35}\right)^2} = 0,79$$

$$B_r = (0,4-0,02) \times (0,4-0,02)$$

$$B_r = 0,14\text{m}^2$$

$$B_r \geq \frac{2620,616}{0,79 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,9 \times 400}{1,15 \times 1000} \right]} = 176152,963\text{mm}^2$$

$$B_r \geq 0,17 \text{ m}^2$$

$$0,17 \geq 0,14 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Il y a risque de flambement.

Donc on adapte les dimensions des poteaux.

Tableau.II.10.tableau récapitulative

Les étages	Type de poteau	B (mm ²)	l_f	λ	α	B_r (m ²)	N_u (N)	B_{calcul} (mm ²)	condition
RDC	50*50	0,25	2,38	16,489	0,81	0,23	2695439,9	0,176	C.V
1-2-3	50*50	0,25	2,142	14,84	0,82	0,23	2062173,5	0,133	C.V
4-5-6-7-8	45*45	0,2025	2,142	16,48	0,81	0,18	1057380,1	0,069	C.V
9-10-11-12	40*40	0,1600	2,142	18,55	0,80	0,14	226530,1	0,015	C.V

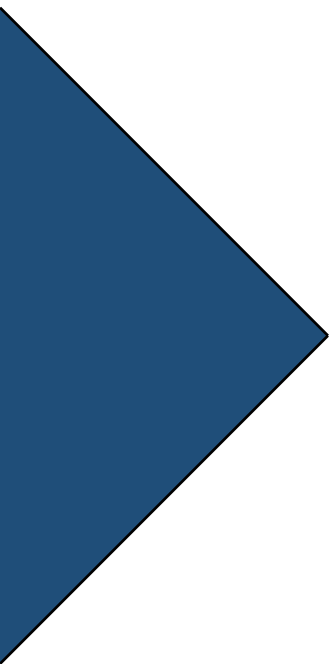
II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

Tableau.II.11. Dimensions des différents éléments

Eléments		Dimensions (cm)
Plancher	Corps creux	16+5
Poutres	Principales	(30*45)
	Secondaires	(30*35)
	Poutre palière	(30*45)
Poteaux	RDC	(50*50)
	1^{er}_2^{em}_3^{em} étage	(50*50)

	4_5_6_7_8 ^{em} etage	(45*45)
	9_10_11_12 ^{em} etage	(40*40)



CHAPITER III

ETUDE DES ELE MENT SECONDAIRE

III.1.INTRODUCTION :

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

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- La dalle d'ascenseur.
- Les poutres de chaînage.
- L'acrotère.
- Les escaliers.

III.2 ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creuse) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

III.2.1.1 Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL. Art.6.2.210)

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

1. Plancher à surcharges modérées : $Q \geq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
3. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91][2]

○ Les moments fléchissant :

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

Deux expressions pour calculer les moments en travées par la méthode forfaitaire sont :

1. $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0]$
2.
$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

tel que : $\begin{cases} M_0 : \text{Moment isostatique.} \\ M_t : \text{Moment en travée.} \\ M_g ; M_d : \text{Moment sur l'appui de (gauche; droite)} \end{cases}$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$\begin{cases} 0,5 \times M_0 : \text{Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0,4 \times M_0 : \text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.} \\ 0,6 \times M_0 : \text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.} \end{cases}$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0,15M_0$.

Tel que : $M_0 = \max(M_0^1 ; M_0^n)$

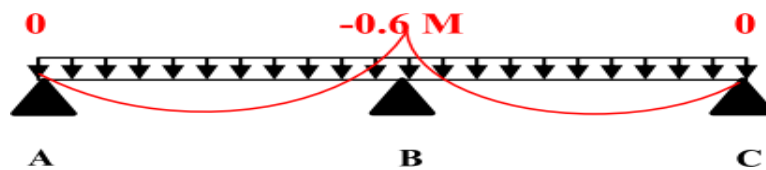


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

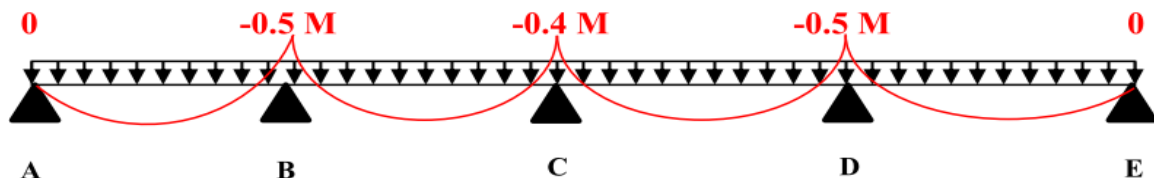


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

○ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

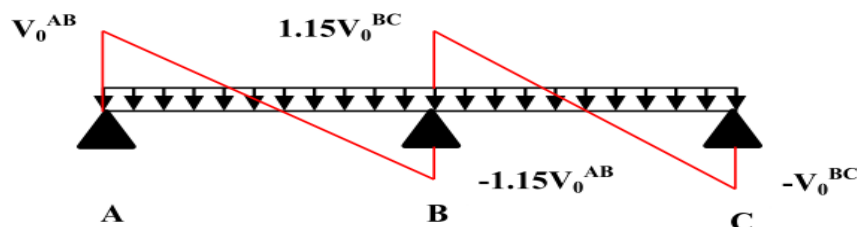


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

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

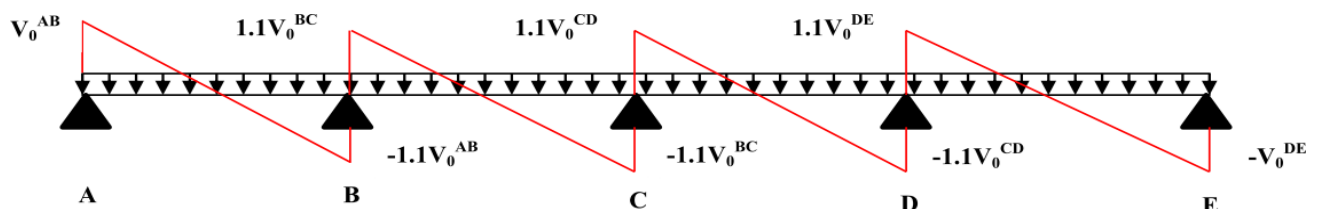


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

❖ **Conditions d'applications de La méthode de Caquot :**

Si le plancher à surcharge élevée $Q \geq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$, on applique la méthode de Caquot.

❖ Principe de la méthode :

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ Application de la méthode :

Calcul des moments :

a) Moment en travée :

$$\begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) \\ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i} \end{cases}$$

b) Moment en appui :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III.3})[2]$$

Tel que :

$$\begin{cases} l_g' \text{ et } l_d' : \text{Longueurs fictives.} \\ P_g \text{ et } P_d : \text{charges réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.} \end{cases}$$

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

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• Evaluation des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_A = V_g = P_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i} \\ V_B = V_d = P_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \end{cases}$$

• Les Différents types de poutrelles :

Les différents types de poutrelles sont classés dans le tableau III.1

Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} Type	
2 ^{em} Type	

Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, on dispose d'un seul nature de poutrelle :

- Poutrelle hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'applications de la méthode forfaitaire	Couses	Méthode adoptée
Type 2	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G) \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \\ I = \text{Constant} \\ F.P.N \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Type 1	Non Vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

--	--	--	--

- Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = (l_0 = 0,65) \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = (l_0 = 0,65) \times q_s$

Tableau III.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,620	1	10,437	6,784	7,62	4,953
Plancher E.C	5,420	1,5	9,567	6,218	6,92	4,498
R.D.C	5,420	2,5	11,067	7,193	7,92	5,148

III.2.1.2 Calcul des sollicitations :

➤ Plancher E.C (M. CAQUOT) :

Poutrelle type 1 : cas charge

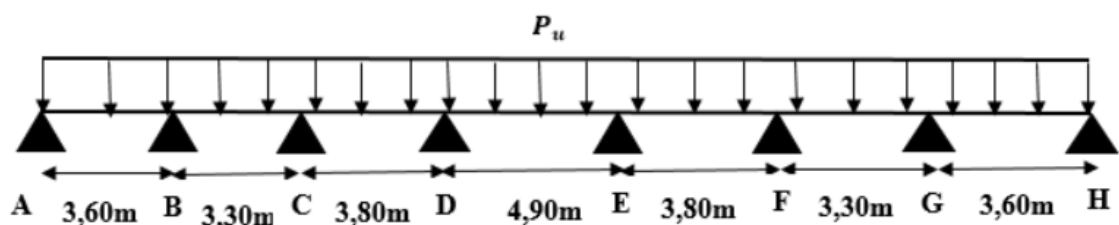


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 1

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,80}{4,90} = 0,775 \notin [0,8 ; 1,25] \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} G \\ G' = \frac{2}{3} \times 5,42 = 3,613 \text{ KN/m}^2 \\ P'_u = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = 4,632 \text{ KN/m} \\ P'_s = (G' + Q) \times 0,65 = 3,323 \text{ KN/m} \end{cases}$$

À l'ELU

• **Moments aux appuis :** $M_A = M_H = -0,15 M_0 = -0,15 \times \frac{4,632 \times 3,60^2}{8} = -1,125$

$$\begin{cases} M_B = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l_g' = l_g = 3,60 \text{ m.} \\ l_d' = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m.} \\ M_B = - \frac{4,632 \times (3,60^3 + 2,64^3)}{8,5 \times (3,60 + 2,64)} = -5,581 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_C = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l_g' = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m.} \\ l_d' = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m.} \\ M_C = - \frac{4,632 \times (2,64^3 + 3,04^3)}{8,5 \times (2,64 + 3,04)} = -4,460 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_D = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l_g' = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m.} \\ l_d' = 0,8 \times 4,90 = 3,92 \text{ m.} \\ M_D = - \frac{4,632 \times (3,04^3 + 3,92^3)}{8,5 \times (3,04 + 3,92)} = -6,915 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_E = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 4,90 = 3,92 \text{ m} \\ l'_d = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m} \\ M_E = - \frac{4,632 \times (3,92^3 + 3,04^3)}{8,5 \times (3,92 + 3,04)} = -6,915 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_F = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m} \\ l'_d = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m} \\ M_F = - \frac{4,632 \times (3,04^3 + 2,64^3)}{8,5 \times (3,04 + 2,64)} = -4,460 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_G = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4,632 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m} \\ l'_d = l' = 3,60 \text{ m} \\ M_G = - \frac{4,632 \times (2,64^3 + 3,60^3)}{8,5 \times (2,64 + 3,60)} = -5,681 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} x = \frac{3,60}{2} - \frac{-1,125 - (-5,681)}{6,218 \times 3,60} = 1,59 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 1,59}{2} \times (3,60 - 1,59) = 9,936 \text{ KN.m} \\ M(x) = 9,936 - 1,125 \times \left(1 - \frac{1,59}{3,60}\right) - 5,681 \times \frac{1,59}{3,60} = 6,798 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} x = \frac{3,30}{2} - \frac{-5,681 - (-4,460)}{6,218 \times 3,30} = 1,707m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 1,707}{2} \times (3,30 - 1,707) = 8,454KN.m \\ M(x) = 8,454 - 5,681 \times \left(1 - \frac{1,707}{3,30}\right) - 4,460 \times \frac{1,707}{3,30} = 3,40KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} x = \frac{3,80}{2} - \frac{-4,460 - (-6,915)}{6,218 \times 3,80} = 1,79m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 1,79}{2} \times (3,80 - 1,79) = 11,185KN.m \\ M(x) = 11,185 - 4,460 \times \left(1 - \frac{1,79}{3,80}\right) - 6,915 \times \frac{1,79}{3,80} = 5,569KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} x = \frac{4,90}{2} - \frac{-6,915 - (-6,915)}{6,218 \times 4,90} = 2,45m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 2,45}{2} \times (4,90 - 2,45) = 18,66KN.m \\ M(x) = 18,66 - 6,915 \times \left(1 - \frac{2,45}{4,90}\right) - 6,915 \times \frac{2,45}{4,90} = 11,75KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} x = \frac{3,80}{2} - \frac{-6,915 - (-4,460)}{6,218 \times 3,80} = 2m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 2}{2} \times (3,80 - 2) = 11,19KN.m \\ M(x) = 11,19 - 6,915 \times \left(1 - \frac{2}{3,80}\right) - 4,460 \times \frac{2}{3,80} = 5,567KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} x = \frac{3,30}{2} - \frac{-4,460 - (-5,681)}{6,218 \times 3,30} = 1,59m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 1,59}{2} \times (3,30 - 1,59) = 8,453KN.m \\ M(x) = 8,453 - 4,460 \times \left(1 - \frac{1,59}{3,30}\right) - 5,681 \times \frac{1,59}{3,30} = 3,407KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée GH} \begin{cases} x = \frac{3,60}{2} - \frac{-5,681 - (-1,125)}{6,218 \times 3,60} = 2m. \\ M_0(x) = \frac{6,218 \times 2}{2} \times (3,60 - 2) = 9,948KN.m \\ M(x) = 9,948 - 5,681 \times \left(1 - \frac{2}{3,60}\right) - 1,125 \times \frac{2}{3,60} = 6,798KN.m \end{cases}$$

- Effort tranchant : $V_u = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i}$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{6,218 \times 3,60}{2} + \frac{-5,681 - (-1,125)}{3,60} = 9,9268KN \\ V_B = \frac{-6,218 \times 3,60}{2} + \frac{-5,681 - (-1,125)}{3,60} = -12,457KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{6,218 \times 3,30}{2} + \frac{-4,460 - (-5,681)}{3,30} = 10,629 \text{KN} \\ V_C = \frac{-6,218 \times 3,30}{2} + \frac{-4,460 - (-5,681)}{3,30} = -9,889 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_C = \frac{6,218 \times 3,80}{2} + \frac{-6,915 - (-4,460)}{3,80} = 11,168 \text{KN} \\ V_D = \frac{-6,218 \times 3,80}{2} + \frac{-6,915 - (-4,460)}{3,80} = -12,460 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} V_C = \frac{6,218 \times 4,90}{2} + \frac{-6,915 - (-6,915)}{4,90} = 15,234 \text{KN} \\ V_E = \frac{-6,218 \times 4,90}{2} + \frac{-6,915 - (-6,915)}{4,90} = -15,234 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} V_E = \frac{6,218 \times 3,80}{2} + \frac{-4,460 - (-6,915)}{3,80} = 12,46 \text{KN} \\ V_F = \frac{-6,218 \times 3,80}{2} + \frac{-4,460 - (-6,915)}{3,80} = -11,168 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} V_F = \frac{6,218 \times 3,30}{2} + \frac{-5,681 - (-4,460)}{3,30} = 9,88 \text{KN} \\ V_G = \frac{-6,218 \times 3,30}{2} + \frac{-5,681 - (-4,460)}{3,30} = -10,63 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée GH} \begin{cases} V_G = \frac{6,218 \times 3,60}{2} + \frac{-1,125 - (-5,681)}{3,60} = 12,448 \text{KN} \\ V_H = \frac{-6,218 \times 3,60}{2} + \frac{-1,125 - (-5,681)}{3,60} = -9,936 \text{KN} \end{cases}$$

A l'ELS :

- **Moments aux appuis :** $M_A = M_H = -0,15M_0 = -0,15 \times \frac{3,323 \times 3,60^2}{8} = -0,807$

$$\begin{cases} M_B = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 3,323 \text{KN/m} \\ l_g' = l_g = 3,60 \text{m.} \\ l_d' = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{m.} \\ M_B = - \frac{3,323 \times (3,60^3 + 2,64^3)}{8,5 \times (3,60 + 2,64)} = -4,075 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_D = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 3,323 \text{KN/m} \\ l_g' = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{m.} \\ l_d' = 0,8 \times 4,90 = 3,92 \text{m.} \\ M_D = - \frac{3,323 \times (3,04^3 + 3,92^3)}{8,5 \times (3,04 + 3,92)} = -4,961 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_E = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 3,323 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 4,90 = 3,92 \text{ m} \\ l'_d = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m} \\ M_E = - \frac{3,323 \times (3,92^3 + 3,04^3)}{8,5 \times (3,92 + 3,04)} = -4,961 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_F = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 3,323 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m} \\ l'_d = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m} \\ M_F = - \frac{3,323 \times (3,04^3 + 2,64^3)}{8,5 \times (3,04 + 2,64)} = -3,200 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_G = - \frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 3,323 \text{ KN/m} \\ l'_g = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m} \\ l'_d = l' = 3,60 \text{ m} \\ M_G = - \frac{3,323 \times (2,64^3 + 3,60^3)}{8,5 \times (2,64 + 3,60)} = -4,075 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} x = \frac{3,60}{2} - \frac{-0,807 - (-4,075)}{4,498 \times 3,60} = 1,59 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 1,59}{2} \times (3,60 - 1,59) = 7,187 \text{ KN.m} \\ M(x) = 7,187 - 0,807 \times \left(1 - \frac{1,59}{3,60}\right) - 4,075 \times \frac{1,59}{3,60} = 4,938 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} x = \frac{3,30}{2} - \frac{-4,075 - (-3,20)}{4,498 \times 3,30} = 1,707 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 1,707}{2} \times (3,30 - 1,707) = 6,115 \text{ KN.m} \\ M(x) = 6,115 - 4,075 \times \left(1 - \frac{1,707}{3,30}\right) - 3,20 \times \frac{1,707}{3,30} = 2,493 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} x = \frac{3,80}{2} - \frac{-3,20 - (-4,961)}{4,498 \times 3,80} = 1,79m. \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 1,79}{2} \times (3,80 - 1,79) = 8,091KN.m \\ M(x) = 8,091 - 3,20 \times \left(1 - \frac{1,79}{3,80}\right) - 4,961 \times \frac{1,79}{3,80} = 4,062KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} x = \frac{4,90}{2} - \frac{-4,961 - (-4,961)}{4,498 \times 4,90} = 2,45m. \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 2,45}{2} \times (4,90 - 2,45) = 13,499KN.m \\ M(x) = 13,499 - 4,961 \times \left(1 - \frac{2,45}{4,90}\right) - 4,961 \times \frac{2,45}{4,90} = 8,538KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} x = \frac{3,80}{2} - \frac{-4,961 - (-3,200)}{4,498 \times 3,80} = 2m. \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 2}{2} \times (3,80 - 2) = 8,096KN.m \\ M(x) = 8,096 - 4,961 \times \left(1 - \frac{2}{3,80}\right) - 3,200 \times \frac{2}{3,80} = 4,061KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} x = \frac{3,30}{2} - \frac{-3,20 - (-4,075)}{4,498 \times 3,30} = 1,59m. \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 1,59}{2} \times (3,30 - 1,59) = 6,114KN.m \\ M(x) = 6,114 - 3,20 \times \left(1 - \frac{1,59}{3,30}\right) - 4,075 \times \frac{1,59}{3,30} = 2,490KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée GH} \begin{cases} x = \frac{3,60}{2} - \frac{-4,075 - (-0,807)}{4,498 \times 3,60} = 2m. \\ M_0(x) = \frac{4,498 \times 2}{2} \times (3,60 - 2) = 7,196KN.m \\ M(x) = 7,196 - 4,075 \times \left(1 - \frac{2}{3,60}\right) - 0,807 \times \frac{2}{3,60} = 4,498KN.m \end{cases}$$

- Effort tranchant : $V_u = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i}$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{4,498 \times 3,60}{2} + \frac{-4,075 - (-0,807)}{3,60} = 7,188KN \\ V_B = \frac{-4,498 \times 3,60}{2} + \frac{-4,075 - (-0,807)}{3,60} = -9,004KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{4,498 \times 3,30}{2} + \frac{-3,20 - (-4,075)}{3,30} = -7,687KN \\ V_C = \frac{-4,498 \times 3,30}{2} + \frac{-3,20 - (-4,075)}{3,30} = -7,156KN \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_C = \frac{4,498 \times 3,80}{2} + \frac{-4,961 - (-3,200)}{3,80} = 8,083KN \\ V_D = \frac{-4,498 \times 3,80}{2} + \frac{-4,961 - (-3,200)}{3,80} = -9,009KN \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} V_C = \frac{4,498 \times 4,90}{2} + \frac{-4,961 - (-4,961)}{4,90} = 11,020 \text{ KN} \\ V_E = \frac{-4,498 \times 4,90}{2} + \frac{-4,961 - (-4,961)}{4,90} = -11,020 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} V_E = \frac{4,498 \times 3,80}{2} + \frac{-3,20 - (-4,961)}{3,80} = 9,009 \text{ KN} \\ V_F = \frac{-4,498 \times 3,80}{2} + \frac{-3,20 - (-4,961)}{3,80} = -8,083 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} V_F = \frac{4,498 \times 3,30}{2} + \frac{-4,075 - (-3,20)}{3,30} = 7,155 \text{ KN} \\ V_G = \frac{-4,498 \times 3,30}{2} + \frac{-4,075 - (-3,20)}{3,30} = -7,688 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée GH} \begin{cases} V_F = \frac{4,498 \times 3,60}{2} + \frac{-0,807 - (-4,075)}{3,60} = 9,004 \text{ KN} \\ V_G = \frac{-4,498 \times 3,60}{2} + \frac{-0,807 - (-4,075)}{3,60} = -7,188 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.60	6.218	9,936	-1.125	-5.681	6,798	9,926	-12.457
	BC	3.30	6.218	8,454	-5.681	-4.460	3,40	10,62	-9,889
	CD	3.80	6.218	11,185	-4.460	-6.915	5,569	11,16	-12,460
	DE	4.90	6.218	18,66	-6.915	-6.915	11,75	15,23	-15,234
	EF	3.80	6.218	11,19	-6.915	-4.460	5,567	12,46	-11,168
	FG	3.30	6.218	8,453	-4.460	-5.681	3,407	9,88	-10,63
	GH	3.60	6.218	9,948	-5.681	-1.125	6,798	12,44	-9,936

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	3.60	4,498	7,187	-0,807	-4,075	4,938	7,188	-9,004
	BC	3.30	4,498	6,115	-4,075	-3,200	2,493	7,678	-7,156
	CD	3.80	4,498	8,091	-3,200	-4,961	4,062	8,083	-9,009

Type 1	DE	4.90	4,498	13,499	-4,961	-4,961	8,538	11,02	-11,020
	EF	3.80	4,498	8,091	-4,961	-3,200	4,062	9,009	-8,083
	FG	3.30	4,498	6,115	-3,200	-4,075	2,490	7,688	-7,155
	GH	3.60	4,498	7,196	-4,075	-0,807	4,498	9,004	-7,188

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type1 Cas DC)

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	4,756	1.58	-0,770	-4,395	5,227	7,553	-9,56
BC	3.30	6,218	1.69	-4,395	-3,609	4,46	10,496	-10,02
CD	3.80	4,756	1.755	-3,609	-6.221	3,717	8,348	-9,724
DE	4.90	6,218	2.449	-6.221	-6.221	12,430	15,23	-15,23
EF	3.80	4,756	2.046	-6.221	-3,609	3,738	9,733	-8,339
FG	3,30	6,218	1,610	-3,609	-4,395	4,451	10,012	-10,50
GH	3,60	4,756	2,011	-4,395	-0,770	5,227	9,567	-7,554

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type1 Cas DC)

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	3,523	1.58	-0,568	-3,211	3,895	5,607	-7,075
BC	3.30	4,498	1.69	-3,211	-2,628	3,201	7,595	-7,248
CD	3.80	3,523	1.755	-2,628	-4,494	2,832	6,202	-7,185
DE	4.90	4,498	2.449	-4,494	-4,494	9,005	11,020	-11,020
EF	3.80	3,523	2.046	-4,494	-2,628	2,832	7,184	-6,203
FG	3,30	4,498	1,610	-2,628	-3,211	3,205	7,244	-7,599
GH	3,60	3,523	2,011	-3,211	-0,568	3,893	7,074	-5,608

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type1 Cas CD)

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	6,218	1.61	-1,125	-5,174	7,021	10,065	-12,319
BC	3.30	4,756	1.73	-5,174	-3,903	1,938	8,225	-7,469
CD	3.80	6,218	1.83	-3,903	-5,427	6,563	11,409	-12,219
DE	4.90	4,756	2.449	-5,427	-5,427	8,84	11,65	-11,65
EF	3.80	6,218	1,96	-5,427	-3,903	6,55	11,421	-12,207
FG	3,30	4,756	1,950	-3,903	-5,174	1,950	7,462	-8,232
GH	3,60	6,218	1,979	-5,174	-1,125	7	12,308	-10,076

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type1 Cas CD)

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	4,498	1.61	-0,807	-3,734	5,088	7,362	-8,831
BC	3.30	3,523	1.73	-3,734	-2,825	1,536	6,093	-5,532
CD	3.80	4,498	1.83	-2,825	-3,96	4,735	8,247	-8,845
DE	4.90	3,523	2.45	-3,96	-3,96	6,615	8,631	-8,631
EF	3.80	4,498	1,96	-3,96	-3,903	4,738	8,846	-8,246
FG	3,30	3,523	1,571	-2,825	-2,825	10,21	5,575	-6,051
GH	3,60	4,498	1,96	-3,734	-0,807	4,93	8,83	-7,362

➤ Plancher E.C (méthode forfaitaire) :

Poutrelle type 2 :

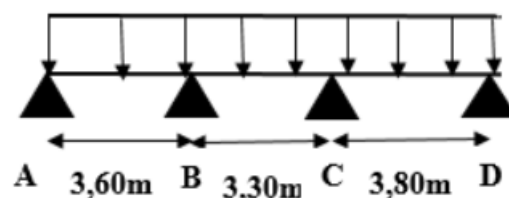


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 2

$$P_u = 6,218 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad P_s = 4,498 \text{ KN/ml}$$

• Moments isostatiques :

À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB:} \\ M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6,218 \times 3,60^2}{8} = 10,073 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC:} \\ M_0^{BC} = \frac{6,218 \times 3,30^2}{8} = 8,464 \text{ KN.m} \\ \text{Travée CD:} \\ M_0^{CD} = \frac{6,218 \times 3,80^2}{8} = 11,223 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB:} \\ M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{4,498 \times 3,60^2}{8} = 7,286 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC:} \\ M_0^{BC} = \frac{4,498 \times 3,30^2}{8} = 6,122 \text{ KN.m} \\ \text{Travée CD:} \\ M_0^{CD} = \frac{4,498 \times 3,80^2}{8} = 8,118 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moments aux appuis :**

À l'ELU :

$$M_A = M_D = 0 \text{ Mais BAEL exige ; } -0,15 M_0 = 0,15 \times 11,223 = -1,683 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5 \times 10,073 = -5,036 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,5 \times 11,223 = -5,6115 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_D = 0 \text{ Mais BAEL exige ; } -0,15 M_0 = 0,15 \times 8,118 = -1,217 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5 \times 7,286 = -3,643 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,5 \times 8,118 = -4,059 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :** $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,42} = 0,216 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \times \alpha = 1,0648 \\ 1,2 + 0,3 \times \alpha = 1,2648 \end{cases}$

À l'ELU :

$$\text{Travée AB :Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq -\frac{1,68+5,036}{2} + 10,72 = 7,366 \text{ KN.m} \\ M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_0 = \frac{1,2648}{2} \times 10,073 = 6,370 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 7,366 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC:Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq -\frac{5,036+5,6115}{2} + 9,012 = 3,68 \text{ KN.m} \\ M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_0 = \frac{1,2648}{2} \times 8,464 = 5,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 5,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD:Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq -\frac{5,611+1,683}{2} + 11,95 = 8,30 \text{ KN.m} \\ M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_0 = \frac{1,2648}{2} \times 11,22 = 7,09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 8,303 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

Travée AB : $M_{t1} = 5,328 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{t2} = 3,259 \text{ KN.m}$

Travée CD : $M_{t1} = 6,006 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants : $V_u = \frac{P_u \times l_i}{2}$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{6,218 \times 3,60}{2} = 11,193 \text{ KN} \\ V_B = 1,1 \times \frac{-6,218 \times 3,60}{2} = -12,311 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = 1,1 \times \frac{6,218 \times 3,30}{2} = 11,285 \text{ KN} \\ V_C = -1,1 \times \frac{6,218 \times 3,30}{2} = -12,413 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_C = 1,1 \times \frac{6,218 \times 3,80}{2} = 12,995 \text{ KN} \\ V_D = \frac{-6,218 \times 3,80}{2} = -11,814 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

➤ **Plancher RDC (M. CAQUOT) :**

Type(1) : cas charge ELU

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P _u (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	7,193	1.58	-1,35	-6,84	7,68	11,39	-14,49
BC	3.30	7,193	1.71	-6,84	-5,31	3,67	12,29	-11,40
CD	3.80	7,193	1.79	-5,31	-8,301	6,14	12,86	-14,42
DE	4.90	7,193	2.44	-8,301	-8,33	13,21	17,59	-17,59
EF	3.80	7,193	2	-8,33	-5,37	6,15	14,42	-12,86
FG	3,30	7,193	1,58	-5,37	-6,84	3,66	11,40	-12,29
GH	3,60	7,193	2	-6,84	-1,35	7,86	14,49	-11,35

Type(1) : cas charge ELS :

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	5,148	1.59	-0,96	-4,87	5,53	8,168	-10,336
BC	3.30	5,148	1.71	-4,87	-3,82	2,66	8,807	-8,18
CD	3.80	5,148	1.79	-3,82	-5,92	4,45	9,228	-10,334
DE	4.90	5,148	2.45	-5,92	-5,92	9,52	12,61	-12,61
EF	3.80	5,148	2.05	-5,92	-3,82	4,436	10,326	-9,236
FG	3,30	5,148	1,59	-3,82	-4,87	2,67	8,176	-8,812
GH	3,60	5,148	2	-4,87	-0,96	5,546	10,356	-8,176

Type(1) : cas charge décharge ELU :

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	7,18	1.61	-1,35	-6	8,06	11,63	-14,21
BC	3.30	4,75	1.74	-6	-4,44	1,24	8,31	-7,36
CD	3.80	7,18	1.82	-4,44	-5,85	7,81	13,27	-14,01
DE	4.90	4,75	2.44	-5,85	-5,85	8,37	11,63	-11,63
EF	3.80	7,18	1.95	-5,85	-4,44	7,81	14,01	-13,27
FG	3,30	4,75	1,54	-4,44	-6	1,25	8,31	-7,36
GH	3,60	7,18	1,97	-6	-1,35	8,06	14,21	-11,63

Type(1) : cas charge décharge ELS :

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	5,148	1.61	-0,96	-4,31	5,78	8,323	-10,181

BC	3.30	3,523	1.74	-4,31	-3,21	1,041	6,14	-5,48
CD	3.80	5,148	1.82	-3,21	-4,28	5,55	9,494	-10,12
DE	4.90	3,523	2.44	-4,28	-4,28	6,29	8,63	-8,63
EF	3.80	5,148	1.95	-4,28	-3,21	5,56	10,066	-9,496
FG	3,30	3,523	1,54	-3,21	-4,31	1,046	5,474	-6,142
GH	3,60	5,148	1,97	-4,31	-0,96	5,81	10,203	-8,301

Type(1) : cas décharge charge ELU :

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P_U (KN /m)	x (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
AB	3,60	4,75	1.56	-0,76	-4,70	5,07	7,45	-9,64
BC	3.30	7,18	1.68	-4,70	-3,95	5,44	12,07	-11,61
CD	3.80	4,75	1.71	-3,95	-7,17	3,05	8,17	-9,87
DE	4.90	7,18	2.44	-7,17	-7,17	14,37	17,59	-17,59
EF	3.80	4,75	2.07	-7,17	-3,95	3,06	9,87	-8,17
FG	3,30	7,18	1,61	-3,95	-4,70	5,45	11,61	-12,07
GH	3,60	4,75	2,02	-4,70	-0,76	5,06	9,64	-7,45

Type(1) : cas décharge charge ELS :

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	L (m)	P_U (KN /m)	x (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
AB	3,60	3,523	1.57	-0,57	-3,44	3,80	5,549	-7,130
BC	3.30	5,148	1.68	-3,44	-2,88	3,85	8,66	-8,30
CD	3.80	3,523	2,39	-2,88	-5,16	2,39	6,09	-7,29
DE	4.90	5,148	2,45	-5,16	-5,16	10,28	12,61	-12,61
EF	3.80	3,523	2.07	-5,16	-2,88	2,40	7,297	-6,090

FG	3,30	5,148	1.61	-2,88	-3,44	3,83	8,32	-8,66
GH	3,60	3,523	2,026	-3,44	-0,57	3,80	7,133	-5,539

➤ **Plancher E.C (méthode forfaitaire) :**

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher RDC

Travée	P _U (KN /m)	P _S (KN /m)	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
AB	7,193	5,148	3.60	11,652	8,339	8.86	6.341	12.947	-14.24
BC	7,193	5,148	3.30	9.791	7,007	6,334	4,553	13.055	-14.36
CD	7,193	5,148	3.80	12,983	9,292	9,984	6.736	15.033	-13.65

➤ **Plancher Terrasse inaccessible (M. CAQUOT) :**

Type(1) : cas charge ELU

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	6,784	1.60	-1,17	-5,943	7,55	10,88	-13,53
BC	3.30	6,784	1.71	-5,943	-4,666	3,945	11,580	-10,857
CD	3.80	6,784	1,80	-4,666	-7,235	6,333	12,21	-13,565
DE	4.90	6,784	2,45	-7,235	-7,235	13,123	16,620	-16,620
EF	3.80	6,784	1,99	-7,235	-4,666	6,309	13,565	-12,213
FG	3,30	6,784	1.59	-4,666	-5,943	3,940	10,857	-11,59
GH	3,60	6,784	1,99	-5,943	-1,17	7,55	13,53	-10,88

Type(1) : cas charge ELS

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
--------	----------	---------------------------	----------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	----------------	----------------

AB	3,60	4,953	1.605	-0,85	-4,31	5,53	7,718	-10,112
BC	3.30	4,953	2,11	-4,31	-3,387	6,813	8,452	-7,892
CD	3.80	4,953	1,79	-3,387	-5,252	4,631	8,19	-9,902
DE	4.90	4,953	2,44	-5,252	-5,252	9,606	12,13	-12,13
EF	3.80	4,953	1,99	-5,252	-3,387	4,637	9,901	-8,919
FG	3,30	4,953	1.59	-3,387	-4,31	3,141	7,807	-8,457
GH	3,60	4,953	2,07	-4,31	-0,85	6,049	10,18	-7,72

Type(1) : cas charge Décharge ELU

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P_U (KN /m)	x (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
AB	3,60	6,784	1.61	-1,17	-5,605	7,699	10,97	-13,44
BC	3.30	5,809	1.71	-5,605	-4,295	2,957	9,981	-9,187
CD	3.80	6,784	1,82	-4,295	-6,242	6,999	12,337	-13,401
DE	4.90	5,809	2,45	-6,242	-6,242	11,187	14,23	-14,23
EF	3.80	6,784	1,95	-6,242	-4,295	6,64	13,401	-12,337
FG	3,30	5,809	1.59	-4,295	-5,605	2,980	9,187	-9,98
GH	3,60	6,784	1,98	-5,605	-1,17	7,708	13,44	-10,97

Type(1) : cas charge Décharge ELS

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P_U (KN /m)	x (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
AB	3,60	4,953	1.57	-0,85	-4,089	6,11	7,777	-10,053
BC	3.30	4,303	1,71	-4,089	-3,140	2,226	6,14	-17,403
CD	3.80	4,953	1,82	-3,140	-4,59	5,074	9	-9,81
DE	4.90	4,303	2,44	-4,59	-4,59	8,302	10,54	-10,54

EF	3,80	4,953	1,97	-4,59	-3,140	5,083	9,79	-9,02
FG	3,30	4,303	1,58	-3,140	-4,089	2,99	6,81	-7,38
GH	3,60	4,953	2,02	-4,089	-0,85	6,088	10,51	-7,77

Type(1) : cas Décharge charge ELU

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	5,809	1,61	-0,94	-5,086	6,505	9,304	-11,607
BC	3,30	6,784	1,69	-5,086	-4,099	4,667	11,492	-10,894
CD	3,80	5,809	1,77	-4,099	-6,772	5,092	10,333	-11,740
DE	4,90	6,784	2,44	-6,772	-6,772	13,58	16,620	-16,620
EF	3,80	5,809	2,02	-6,772	-4,099	5,087	11,740	-10,333
FG	3,30	6,784	1,6	-4,099	-5,086	4,64	10,894	-11,492
GH	3,60	5,809	1,99	-5,086	-0,94	6,49	11,607	-9,30

Type(1) : cas Décharge charge ELS

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 1) Plancher T.IN

Travée	L (m)	P _U (KN /m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
AB	3,60	4,303	1,55	-0,69	-3,74	5,22	6,78	-8,709
BC	3,30	4,953	1,65	-3,74	-3,00	3,379	8,39	-7,94
CD	3,80	4,303	1,77	-3,00	-4,943	5,074	7,66	-8,68
DE	4,90	4,953	2,44	-4,943	-4,943	9,91	12,13	-12,13
EF	3,80	4,303	2,01	-4,943	-3,00	3,87	8,68	-7,66
FG	3,30	4,953	1,57	-3,00	-3,74	3,17	7,94	-8,39
GH	3,60	4,303	2,03	-3,74	-0,69	5,20	8,78	-6,70

Sollicitations maximales

Tableau III.16. Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS

Désignation	L'LEU				L'LES		
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)	v_u^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)
Terrasse inaccessible	13,58	7,235	-1.17	16,62	9.91	5.252	-0,85
E. courant	12,430	-6,915	-1,683	-15,375	10,21	-4,961	-1,27
RDC	14,37	-8.33	-1.35	-17.59	10,28	-5,92	-0,96

III.2.1.3 Ferrailage des poutrelles :

a) Ferrailage longitudinale :

○ Ferrailage en travée :

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,07568 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 75,68 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_t^{max} = 12,430 \text{ KN.m}$$

On a $M_{tu} = 75,68 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 12,430 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{12,430 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,189^2 \times 0,65} = 0,037 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{\text{‰}} = 10\text{‰} \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimée}$$

Calcul de A

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} \\ \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,037)}\right) = 0,0471 \\ Z = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0471) = 0,185m \\ A_t = \frac{12,430 \times 10^{-3}}{0,185 \times 348} = 1,930 \times 10^{-4}m^2 \\ \Rightarrow A_t = 1,93cm^2 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 1,48cm^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,48cm^2 < A_t = 1,93cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Donc soit : 2T10+1T12 = 2,70 cm²

○ **Ferraillage aux appuis :**

Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{6,915 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,189^2 \times 0,1} = 0,136 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : On à $\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$ Pas d'armature comprimé

Calcul de A

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} \\ \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,136)}\right) = 0,0471 \\ Z = 0,189(1 - 0,4 \times 0,183) = 0,175m \\ A_a = \frac{6,915 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 1,135 \times 10^{-4}m^2 \\ \Rightarrow A_a = 1,135cm^2 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,23cm^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23cm^2 < A_t = 1,135cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Donc soit : $1T10+1T12 = 1,92 \text{ cm}^2$

Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1,683 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,189^2 \times 0,1} = 0,033 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : On a $\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} \\ \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,033)} \right) = 0,0419 \\ Z = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0419) = 0,1858m \\ A_a = \frac{1,683 \times 10^{-3}}{0,1858 \times 348} = 0,26 \times 10^{-4} m^2 \\ \Rightarrow A_a = 0,26 cm^2 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,23 cm^2$$

$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 cm^2 < A_t = 0,26 cm^2 \dots \dots \dots CV$

Donc soit : $1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 15,375 KN \\ \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times b} = \frac{15,375 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,189} = 0,813 MPa \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{1,5}; 5 MPa \right) = 3,33 MPa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV \text{ Pas de risque de cisaillement} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage transversale :

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier : $\emptyset_6 \quad A_t = 2\emptyset_6 = 0,57 cm^2$

➤ **L'espacement :**

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

1. $S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \Rightarrow S_t = 17,01cm$
2. $S_t \leq A_t = \frac{0,8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 K f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57 \times 1}{10 \times (0,813 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 99,672cm$
3. $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 400 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,10} = 57cm$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires)

Donc : $S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(17,01; 99,672; 57)$

On prend : $S_t = 15cm$

➤ **Vérification de l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

Appui intermédiaire :

$$A_t = \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \text{ avec : } A_t = 2,70 + 1,92 = 4,60cm^2$$

$$A_t = \frac{1,15}{400} \times \left(15,375 + \frac{6,915}{0,9 \times 0,189} \right) \times 10^{-3} \Rightarrow A_t = -0,726cm^2$$

$\Rightarrow$ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Appui de rive :

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \text{ avec : } A_t = 2,70 + 1,13 = 3,83cm^2 \\ A_t \geq \frac{1,15 \times 15,375 \times 10^{-3}}{400} = 0,44cm^2 \text{ donc } \dots CV \end{cases}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} = \frac{15,375(0,65-0,10)}{1,8 \times 0,189 \times 0,65 \times 0,05} = 0,764MPa$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,764MPa < \overline{\tau_u} = 3,33 MPa \dots CV$

➤ **Vérification de la bielle de compression du béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18,9 = 17,01$$

$$\text{Soit : } \alpha \leq \min(0,9d ; \text{l'arguer de l'appui-4cm}) = 17,01 \Rightarrow a=17\text{cm}$$

$$V_u = 15,375 \times 10^{-3} \leq 0,267 \times 17 \times 0,1 \times 25 = 0,1135 \dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton : La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifié.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 10,21 \text{KN.m} \quad A = 2,70 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \\ A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \\ H = \frac{0,65 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,05) \\ H = 2,495 \times 10^{-4} \text{cm} \end{cases}$$

$$\text{On a : } H = 2,495 \times 10^{-4} \text{cm} > 0$$

donc on va calculer d'un section rectangulaire (b × h)

Calcule -y-

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} + n \times A_{sc} \times (y - d') - n A_{st} (d - y)$$

$$\frac{0,65 \times y^2}{2} - 15 \times 2,70 \times (0,189 - y) = 0$$

$$0,325y^2 + 40,5 \times 10^{-4}y - 7,654 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,0426 \text{m} \Rightarrow y = 4,26 \text{cm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire.

Calcul -I-

$$A' = 0 \Rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(d' - y) = 0$$

$$I = \frac{65 \times 4,26^3}{3} + 15 \times 2,70 \times (18,9 - 4,26)^2$$

$$I = 10355,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10,38 \times 10^{-3} \times 4,26 \times 10^{-2}}{10355,37 \times 10^{-8}} = 4,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Aux appuis :

$$\text{Vérification des contraintes : } M_a = -4,96 \text{ KN.m} \quad A = 1,92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \\ A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \\ H = \frac{0,10 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,05) \\ H = -2,753 \times 10^{-4} \text{ cm} \end{cases}$$

On a : $H = -2,753 \times 10^{-4} \text{ cm} < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.

Calcul -y-

$$\begin{cases} A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - \left[15Ad + \frac{(b - b_0)}{2} h_0^2 \right] = 0 \\ 0,05y^2 + 0,10683y - 1,23182 \times 10^{-3} = 0 \Rightarrow y = 0,0114 \text{ m} \Rightarrow y = 1,14 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul de I :

$$\begin{cases} A' = 0 \Rightarrow I = \frac{by^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \\ I = \frac{65 \times 1,14^3}{3} - \frac{65 - 10}{3} (1,14 - 5)^3 + 15 \times 1,92 (18,9 - 1,14)^2 \\ I = 10170,521 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4,96 \times 10^{-3} \times 1,14 \times 10^{-2}}{10170,521 \times 10^{-8}} = 0,555 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

➤ Etat limite de déformation :

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

- **Evaluation de la flèche :**

Elle est évaluée selon les recommandations du BAEL 91 (Article .B.6.5) et celle du CBA 93.

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

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{21}{490} = 0,043 \leq \frac{1}{16} \dots\dots \text{CNV}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$L = 4.9 - 0.4 = 4.6 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Contraintes δ_s :**

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

✓ **Inerties fictives () :**

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sp} + f_{t28}}$$

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

✓ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ip}} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0,65 \times 5,420 = 3,523 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0,65 \times (5,420 + 1,500) = 4,498 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{1,911 \times 4,60^2}{8} = 3.790 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{3,523 \times 4,60^2}{8} = 6.988 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{4,498 \times 4,60^2}{8} = 8.922 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y=4,26\text{cm}$.

Moment d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2 \\ v = \frac{b_0h^2/2 + (b-b_0)h_0^2/2 + 15Ad}{b_0h + (b-b_0)h_0 + 15A} \\ v = \frac{10 \times 21^2/2 + (65-10)5^2/2 + 15 \times 2,70 \times 18,9}{10 \times 21 + (65-10)5 + 15 \times 2,70} = 6,96cm \\ I_0 = \frac{65 \times 6,96^3}{3} + \frac{10(21-6,96)^3}{3} - \frac{(65-10)(6,96-5)^3}{3} + 15 \times 2,70(18,9-6,96)^2 \\ I_0 = 22166,08cm^4 \end{array} \right.$$

$$A_s = 2,70cm^2 \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,70}{10 \times 18,9} = 0,0142$$

$$E_i = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{b \times 0,05 \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,65 \times 0,05 \times 2,1}{(2 \times 0,65 + 3 \times 0,10) 0,0142} = 3,003 \\ \lambda_v = 0,4 \times 3,003 = 1,2012 \end{array} \right.$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\delta_{sj} = 15 \times \frac{3,78 \times (0,189 - 0,0426)}{10355,37} \times 10^5 = 80,16 \text{ MPa}$$

$$\delta_{sg} = 15 \times \frac{6,988 \times (0,189 - 0,0426)}{10355,37} \times 10^5 = 148,19 \text{ MPa}$$

$$\delta_{sp} = 15 \times \frac{8,922 \times (0,189 - 0,0426)}{10355,37} \times 10^5 = 189,20 \text{ MPa}$$

• **Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0142 \times 80,16 + 2,1} = 0,44$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0142 \times 148,19 + 2,1} = 0,65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0142 \times 189,20 + 2,1} = 0,71$$

- Calcul des inerties fictives :

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times 22166,08}{1 + 3,003 \times 0,44} = 10503.80 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1,1 \times 22166,08}{1 + 3,003 \times 0,65} = 8295.85 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1,1 \times 22166,08}{1 + 3,003 \times 0,71} = 7784.69 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 \times 22166,08}{1 + 1,2012 \times 0,65} = 13692.13 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{3.78 \times 4,6^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 10503.80 \times 10^{-8}} = 2.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.988 \times 4,6^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 8295.85 \times 10^{-8}} = 5.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.922 \times 4,6^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 7784.69 \times 10^{-8}} = 7.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.922 \times 4,9^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818,86 \times 13692.13 \times 10^{-8}} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche total : : Δf : : $\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.5 \times 10^{-3}$

$\Delta f = 0,55 \text{ cm} < f_{adm} = 0,98 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

Pour les autres planchers on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à L'ELU et les vérifications à L'ELS.

Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers

Poutrelles		M (KN/ml)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$
Plancher terrasse inaccessible	En Travée	13,58	0,041	0,052	0,185	2,10
	Appuis de rive	-1,17	0,023	0,029	0,186	0,17
	Appuis Int	7,235	0,14	0,18	0,175	1,18

Plancher RDC	En Travée	14,37	0,043	0,054	0,184	2,23
	Appuis de rive	-1,35	0,026	0,026	0,186	0,20
	Appuis Int	-8,33	0,16	0,21	0,173	1,38

Tableau III.18. Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers

Poutrelles		$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$A_{trensvarsale}$
Plancher RDC	En travée	2,23	1,48	3T10=2,36	étrier $\Phi_6=$ 0,57
	Appuis de rive	0,20	0,22	1T12=1.13	
	Appui Int	1,38		1T12FIL+1T10 CHP=1,92	
Plancher Terrasse Inaccessible	En travée	2.10	1,48	3T10=2,36	étrier $\Phi_6=$ 0,57
	Appuis de rive	0,17	0,22	1T12= 1.13	
	Appui Int	1,18		1T12FIL+1T10 CHP=1,92	

➤ **Vérifications à l'ELU :**- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right] = 3,33 \text{ MPa}$

Tableau III.19. Vérification au cisaillement

Plancher	$V_u(\text{MN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	Observation
RDC	$17,59 \times 10^{-3}$	0,93	Vérifiée
Terrasse inaccessible	$16,62 \times 10^{-3}$	0,87	Vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8 \times b_0 \times d \times h_0} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Tableau III.20. Vérification de la contrainte du cisaillement

Plancher	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
RDC	$17,59 \times 10^{-3}$	0,87	Vérifiée
T. inaccessible	$16,62 \times 10^{-3}$	0,82	Vérifiée

- Vérification des armateurs longitudinaux au voisinage des appuis :

Appuis de rive :

$$A_L \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{Or} \quad A_L = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}}$$

Tableau III.21. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	V_u (MN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_L (cm ²)	Observation
RDC	$17,59 \times 10^{-3}$	0,50	4,18	Vérifiée
T. Inaccessible	$16,62 \times 10^{-3}$	0,47	3,16	Vérifiée

Appuis intermédiaires : $A_L \geq (V_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$ Or $A_L = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}}$

Tableau III.22. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	V_u (MN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_L (cm ²)	Observation
RDC	$17,59 \times 10^{-3}$	-0,90	5,31	Vérifiée
T. Inaccessible	$16,62 \times 10^{-3}$	-0,74	4,29	Vérifiée

Tableau III.23. Vérification des états limites de compression du béton

Plancher	En travée			En appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)	obs
	M_t (KN.m)	1.10^{-4} (m ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	1.10^{-4} (m ⁴)	σ (MPa)		
RDC	10,28	1,2518	4,04	5.252	1.017	0.58	15	vérifiée
T.IN	9,91	0,9245	4,30	5.92	1.017	0.66	15	vérifiée

La vérification à l'état limite de déformation du béton pour tous les planchers est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation

Etage	$I.10^{-4}$	$I.10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_i	δ_j (MPa)	σ_g (MPa)	σ_p (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p
	(m^4)										
RDC	1,2518	1,4346	0,017	2,5	1	63,31	116,92	171,03	0,42	0,63	0,73
T.IN	0,9245	1,5565	0,012	3,55	1,42	91,25	205,92	237,06	0,43	0,69	0,73

Etage	L_{max} (m)	q_j (KN/m)	q_g (KN/m)	q_p (KN/m)	M_j^{ser} (KN.m)	M_g^{ser} (KN.m)	M_p^{ser} (KN.m)
RDC	4,60	1,91	3,523	5,148	3,78	6,98	10,21
T.IN	4,60	1,91	4,303	4,953	3,78	8,53	9,82

Etage	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Obs
	$(\times 10^{-4}m^4)$				(mm)						
RDC	0,76	0,61	0,55	0,96	3	7	12	22	24	92	Vérifier
T.IN	0,67	0,49	0,48	0,86	3	11	13	19	14	92	Vérifier

III.2.1.4 Schéma de ferrailage des poutrelles

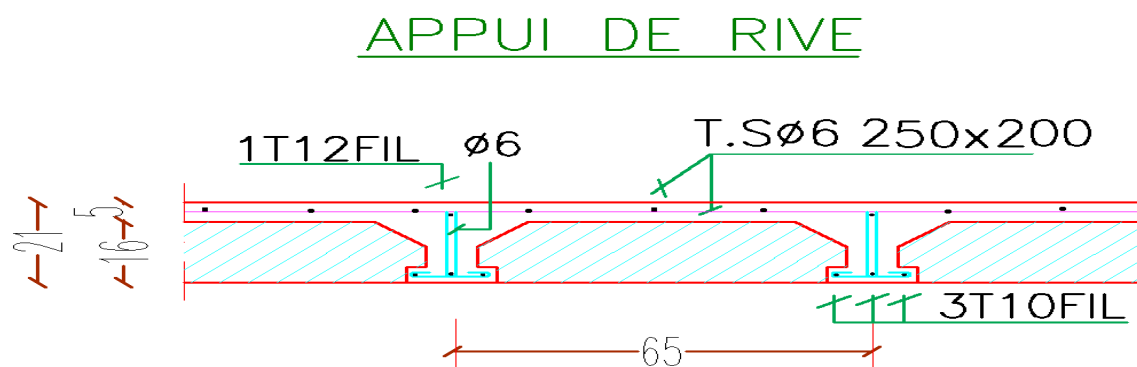


Figure III.7. Schéma de ferrailage appuis de rive

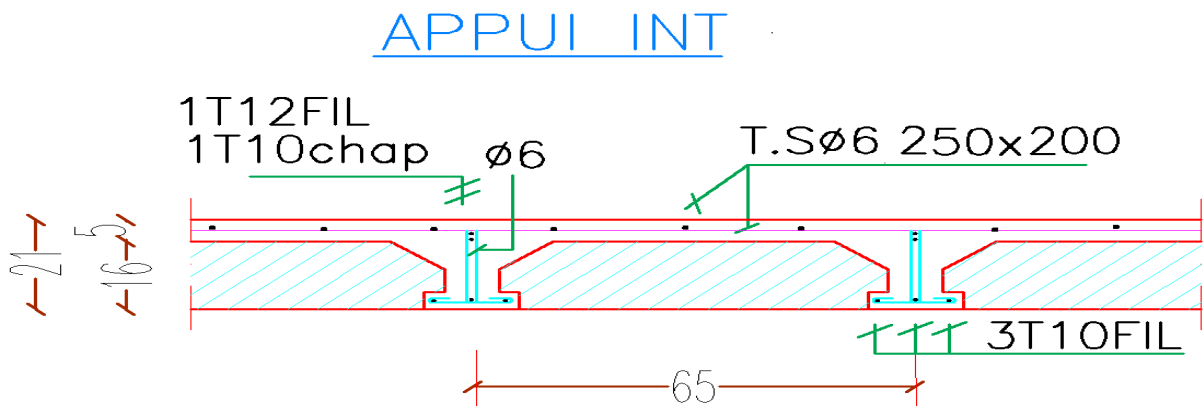


Figure III.8. Schéma de ferrailage appui INT.

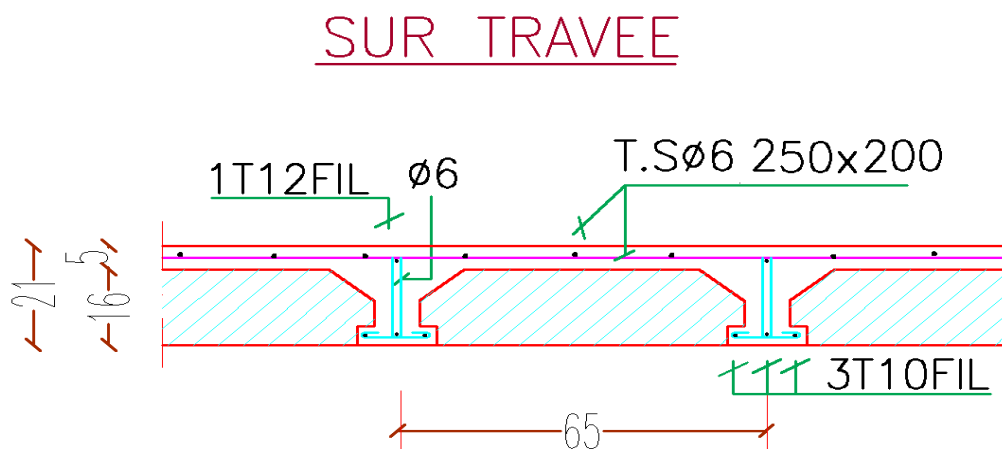


Figure III.9. Schéma de ferrailage sur travée.

III.2.1.5 Ferrailage de la dalle de compression (CBA Art. B6.8.4.2.3) [3]:

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $F_e = 235 \text{ MPA}$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

$A_{\perp} = 5\phi 6/\text{ml} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de 20cm ($St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$) ...Vérifiée

$A_{//} = 4\phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de 25cm ($St = 25 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$) ...Vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé TS de maille carre (15×15) cm

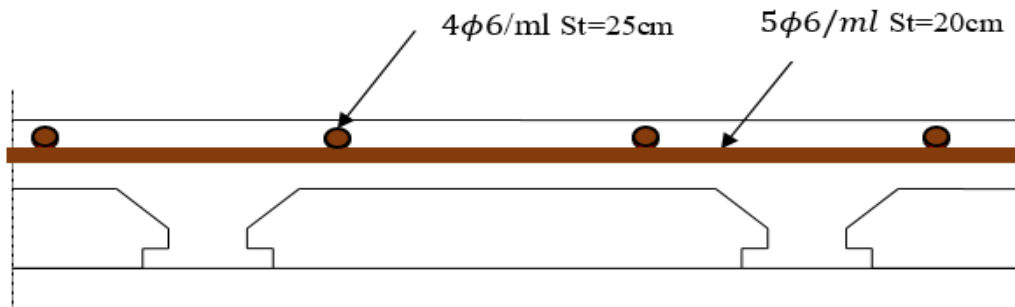


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. ACROTERE :

L'acrotère est un élément non structural coulé sur place en tournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussée, assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher la filtration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher. L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « MQ » au niveau de l'encastrement et la force sismique. Le calcul sera faire en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

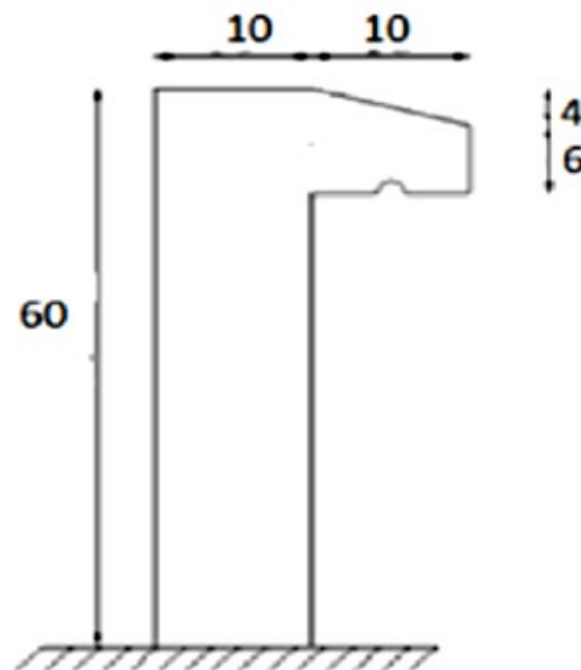


Figure III.11. Modèle de calcul de l'acrotère.

❖ **Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire

❖ **Evaluation des Charges :**

D'après le chapitre précédent on a :

$$S=0.068\text{cm}^2$$

$$G=2.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1\text{KN/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA 99version 2003(Art 6.2.3) [1].}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$A=0.3$$

C_p : Facteur de force horizontale

$$C_p = 0.8$$

W_p = Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 2.1\text{KN/ml}$$

$$F_p = 2.016\text{KN/ml}$$

$$F_p \geq 1.5 Q$$

donc :On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

La distance d entre le point d'application de l'action sismique (F_p), et la section d'encastrement est égale à $y_g = 32.85\text{cm}$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$\begin{cases} G = 2.1 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 2.1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III. 3.1 : Calcul des efforts :

➤ ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 2.835 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$N_s = G = 2.1 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 0.6 \text{ KN}$$

➤ La combinaison accidentelle :

$$G+Q \pm E$$

$$\{ \text{Swivent } x \Rightarrow M_a = (1 \times 0.6) + (2.016 \times 0.328) = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$\{ \text{Swivent } y \Rightarrow N_a = G = 2.1 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul du centre de gravité G (X_G ; Y_G) :

$$X_G = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10 \times 5) + (6 \times 10 \times 10) + (5 \times 4) \times (\frac{2}{3} \times 10 + 5)}{600 + 60 + 20} = 5.63 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10 \times 30) + (6 \times 10 \times 53) + (5 \times 4) \times (\frac{1}{3} \times 4 + 56)}{600 + 60 + 20} = 32.83 \text{ cm}$$

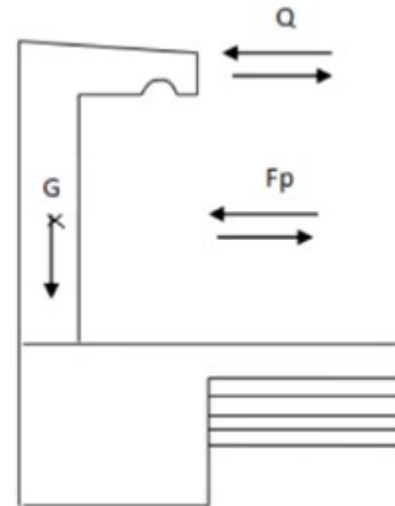


Tableau III.25. Les sollicitations de l'acrotère.

Sollicitation	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison charge	$G+Q \pm E$	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$
N (KN.)	2.1	2.853	2.1

M (KN. m)	1.26	0.9	0.6
------------------	------	-----	-----

Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.26}{2.1} = 0.6m$$

III.3.2. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE :

a) **Armatures longitudinales :**

➤ **ELU :**

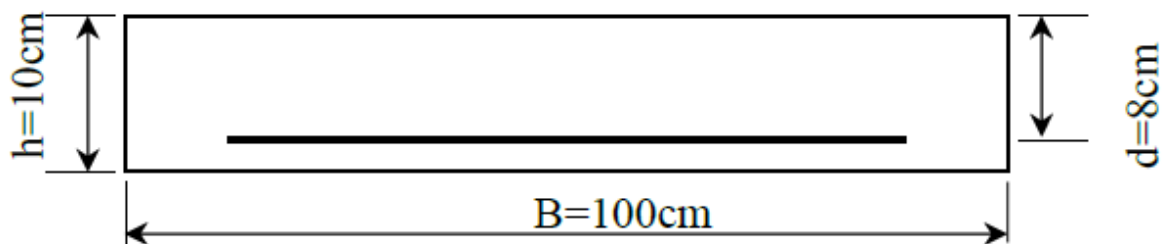


Figure III.12. La section équivalente de calcul de l'acrotère.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Selon **CBA93 (article A.4.3.5) [3]** en adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_2 + e_0 + e_a$$

Avec :

e_0 = Excentricité structurale.

e_2 = Excentricité due aux effets du second ordre liés à la déformation de la structure

e_a = Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.6m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_0 > 0.1$ La section est partiellement comprimée $\Rightarrow$ le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right] \text{BAEL A4.3.5} \Rightarrow e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right]$$

$$e_a = 2\text{cm.}$$

Pour calculer l'excentricité e_2 on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right]$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement de la pièce} \Rightarrow l_f = h \times 2 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right] \dots \dots \dots cv$$

Donc on calcul e_2 :

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

φ : C'est le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égale à 2.

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h_0} (2 + \alpha \varphi) = 8.64 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a = 0.6 + 2 + 0.864 = 62.86 \text{cm}$$

❖ Les sollicitations majorées :

$$M_{UG} = N_u \times e = 1.76 \text{KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u(d - \frac{h_0}{2}) = 1.845 \text{ KN.m}$$

❖ Etape fictive :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.845 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.025$$

$$Z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.072 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.845 \times 10^{-3}}{0.072 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

Retour a la section réelle :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 73 \times - \frac{2.835 \times 10^3}{348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1) [2] :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_s = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on adopte 4T8 = 2.01 cm²/ml

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4T8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de l'espacement :**

Les armatures principales :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \frac{b}{4} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots \text{ cv}$$

Les armatures de répartition :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{3} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} d = 8 \text{ cm} \\ N_{\text{ser}} = 2.1 \text{ kN} \\ M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ kN} \\ \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{0.6}{2.1} = 0.28 \text{ m} \geq \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

- **Position de centre de poussée :**

$$y = y_c + c \Rightarrow c = e_G - \frac{h}{2} = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

On a N (compression) donc $c = -0.23 \text{ m}$

Le calcul de y_G revient à résoudre l'équation suivante : $y_G^3 + \rho y_G + q = 0$

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

$$p = -3(-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times \frac{(0.08 + 0.23)}{1} \times 10^{-4}$$

$$p = -0.153 \text{ m}^2$$

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

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.23)^2$$

$$q = 0.022 \text{ m}^2$$

- **Calcul de y_c :**

$$y_c = y_c^3 - \rho \times y_c + q$$

$$\begin{cases} y_1 = 0.26 \text{ m} \\ y_2 = 0.18 \text{ m} \\ y_3 = -0.44 \end{cases}$$

. On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.23 \leq y_c \leq 0.6 - 0.23$$

Donc on choisit : $y_c = 0.26 \Rightarrow Y = y_c + c = 0.26 - 0.23 = 0.03 \text{ m}$

III.3.3 : Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} u_t = \frac{b \times y^2}{2} + A'(c - d') - 15A(d - y) \\ u_t = \frac{1 \times 0.03^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.03) = 2.99 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.1 \times 10^{-3} \times 0.03}{2.99 \times 10^{-4}} = 0.21 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV \\ \sigma_s = 15 \times \frac{2.1 \times 10^{-3}}{2.99 \times 10^{-4}} \times (0.08 - 0.03) = 5.26 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV \end{cases}$$

III.3.4 : Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » (BAEL9)[2] :

➤ Vérification de condition de cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$:

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$T_u = F_p + Q = 2.016 + 1 = 3.016 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{3.016 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.037 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

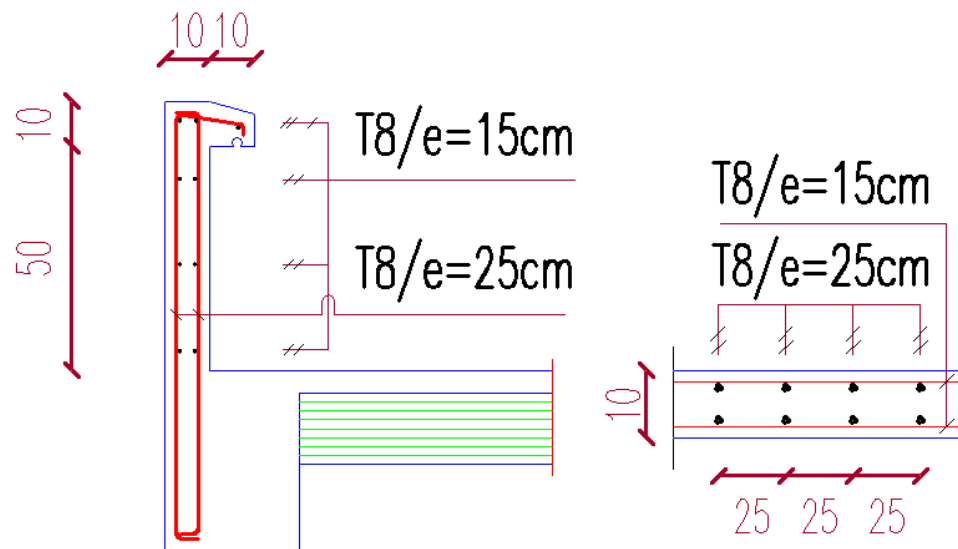


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. LES ESCALIERS :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on a se base sur la méthode RDM.

III.4.1 .Charge et surcharge :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ La volée :

$$G_v = 9526.29 \text{ N/m}^2 = 9526.29 \times 1 \text{ ml} = 9526.29 \text{ N/ml}$$

$$Q_v = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1 \text{ ml} = 2500 \text{ N/ml}$$

❖ Le palier :

$$G_p = 5900 \text{ N/m}^2 = 5900 \times 1 \text{ ml} = 5900 \text{ N/ml}$$

$$Q_p = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1 \text{ ml} = 2500 \text{ N/ml}$$

Avec :

G_v : Charge permanente de la volée.

Q_v : Charge variable de la volée.

G_p : Charge permanente du palier.

Q_p : Charge variable du palier.

❖ La charge de mur extérieure :

$$G = 2810 \text{ N/m}^2$$

$$F = G (H - e) \times 1 \text{ ml}$$

$$F = 2810(3.4 - 0.18) \times 1 \text{ ml}$$

$$F = 9048 \text{ N/ml}$$

Avec :

G = Poids volumique de mur extérieur.

H = Hauteur de RDC.

e = épaisseur du palier.

III.4.2 . Schéma statique :

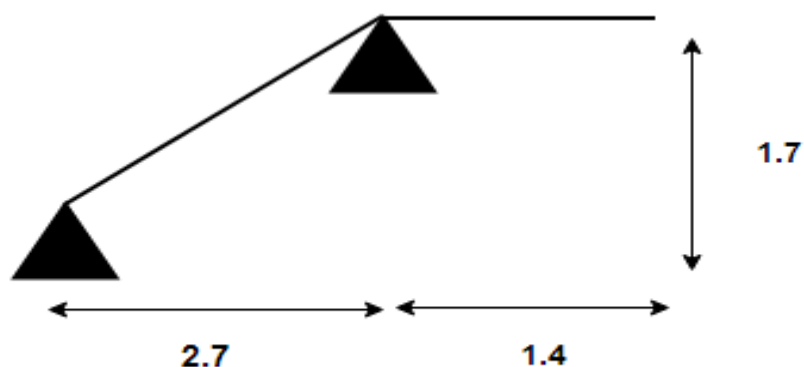


Figure III.14. Schéma statique des escaliers

III.4.3 .Combinaison des charges :

$$\diamond \text{ ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\diamond \text{ ELS : } q_s = G + Q$$

Mur extérieure :

$$\diamond \text{ ELU : } p_u = 1.35G$$

$$\diamond \text{ ELS : } p_s = G$$

Tableau III.26. Calcul de la Combinaison des charges.

Désignation	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)	La charge de mur (KN/ml)
ELU	16.610	11.715	12.214
ELS	12.026	8.4	9.048

a) Calcul des réactions :

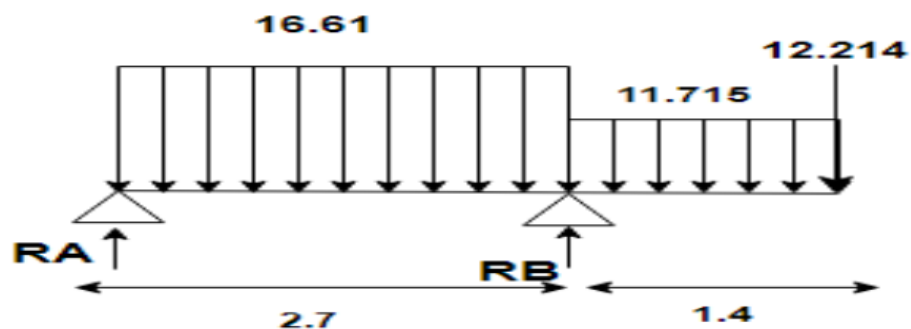
 $\diamond \text{ E L U :}$


Figure III.15. Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.610 \times 2.7 + 11.715 \times 1.4 + 12.214 = 73.462$$

$$R_A + R_B = 73.462 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow \sum M_A = 16.610 \times 2.7 \times 1.35 + 11.715 \times 1.4 \times 3.4 + 12.214 \times 4.1 - R_B \times 2.7 = 0$$

$$R_B = 61.66 \text{ KN}$$

$$R_A = 11.82 \text{ KN}$$

❖ ELS :

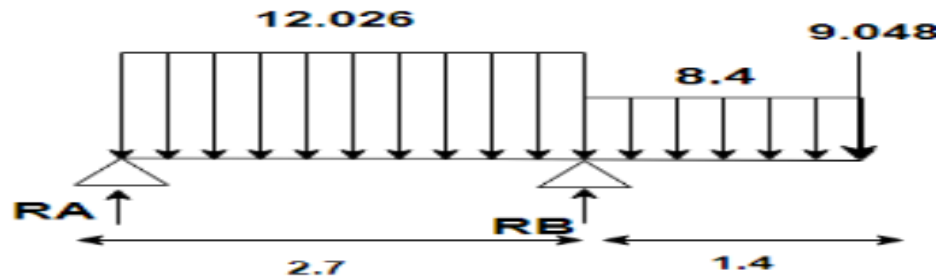


Figure III.16. Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.026 \times 2.7 + 8.4 \times 1.4 + 9.048 = 53.278 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 53.278 \text{ KN}$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow \sum M_a = 12.026 \times 2.7 \times 1.35 + 8.4 \times 1.4 \times 0.7 + 9.048 \times 4.1 - R_B \times 2.7 = 0$$

$$R_B = 44.78 \text{ KN}$$

$$R_A = 8.498 \text{ KN}$$

b) Calcul des moments et efforts tranchants :

❖ ELU :

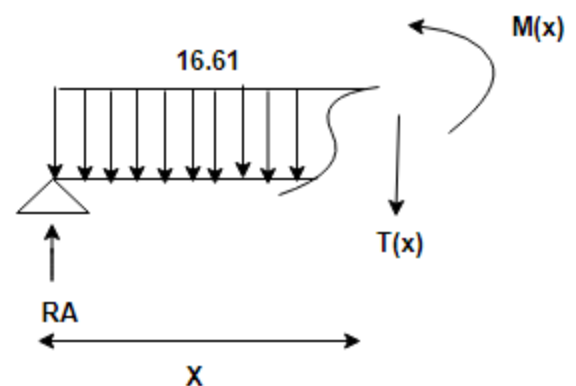
❖ 1^{er} Tronçon :

Pour : $0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

➤ Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 11.82 - 16.61x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 11.82 \text{ KN} \\ x = 2.7 \Rightarrow T = -33.027 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant



$$M(x) = 11.82x - 16.610 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 11.82 - 16.61x \Rightarrow x = 1.41 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.41 \Rightarrow M = 3.316 \text{ KN.m} \\ x = 2.7 \Rightarrow M = -28.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ 2^{eme} Tronçon :

❖ Pour : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$

➤ Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 12.214 + 11.715 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 12.214 \text{ KN} \\ x = 1.4 \Rightarrow T = 28.615 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant

$$M(x) = - \left(11.715 \times \frac{x^2}{2} + 12.214x \right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow - (12.214 + 11.715x) \Rightarrow x = 1.042 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.042 \Rightarrow M = -19.086 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \Rightarrow M = -28.615 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

❖ 1^{er} Tronçon :

Pour : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$

➤ Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 8.498 - 12.026x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 8.498 \text{ KN} \\ x = 2.7 \Rightarrow T = -23.97 \text{ KN} \end{cases}$$

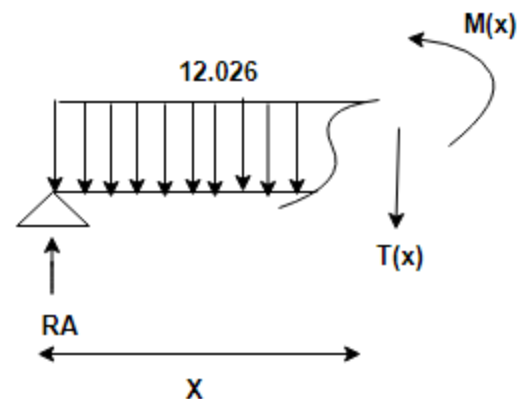
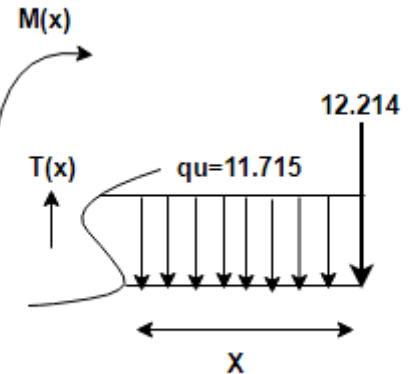
➤ Moment fléchissant

$$M(x) = 8.498x - 12.026 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 8.498 - 12.026x \Rightarrow x = 1.41 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.41 \Rightarrow M = 0.027 \text{ KN.m} \\ x = 2.7 \Rightarrow M = -20.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

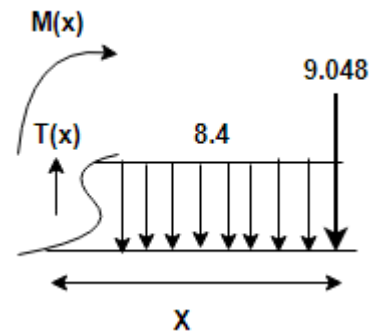
❖ 2^{eme} Tronçon :

Pour : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$



➤ Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 9.048 + 8.4x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 9.048 \text{ KN} \\ x = 1.4 \Rightarrow T = 20.808 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ Moment fléchissant

$$M(x) = -\left(8.4 \times \frac{x^2}{2} + 9.048x\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -(9.048 + 8.4x) \Rightarrow x = 1.077 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.077 \Rightarrow M = -14.616 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \Rightarrow M = -20.899 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• ELU :

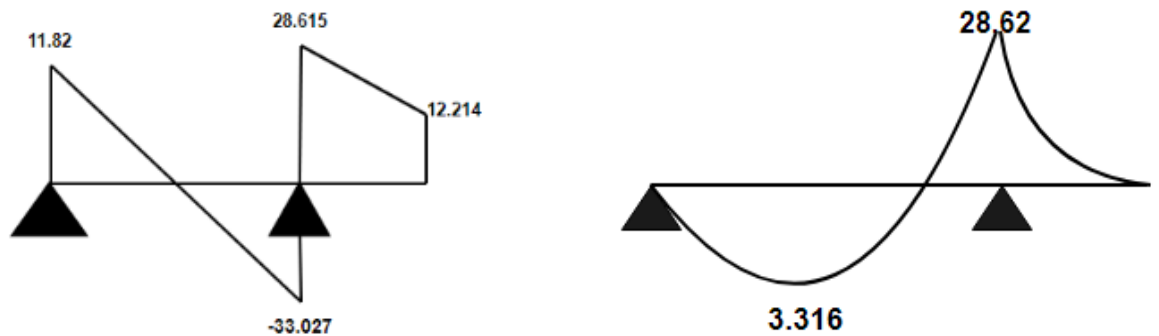


Figure III.17. Diagramme Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U.

• ELS:

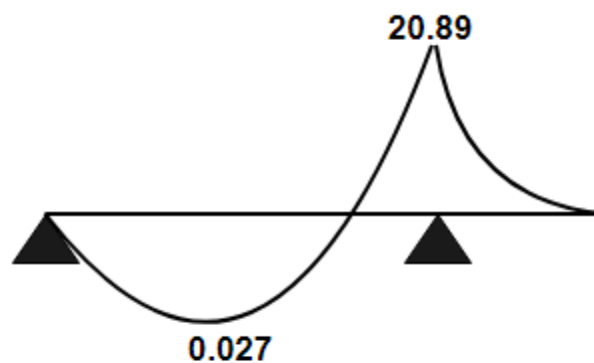


Figure III.18. Diagramme Moments fléchissant à E.L.S.

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

- Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$
- Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau III.27. Tableau récapitulatif des sollicitations.

Désignation	M_0 (KN.m)	M_a (0.5 M_0)	M_t (0.85 M_0)	T_U
ELU	28.62	14 .31	24 .327	33.027
ELS	20.896	10.448	17.761	/

III.4.4 : Calcul des armatures :

*Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

-Epaisseur de la section : 18 cm

-Largeur de la section : 100cm

-Enrobage : 3

-Hauteur utile : $d=h-c=18-3= 15$ cm

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa ; f_e = 400MPa ; d = 15cm$$

Tableau III.28. Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU.

Désignation	M_U	μ	α	Z	$A_{cal}(cm^2)$
Travée	24. 327	0.076	0.1	14.4	4.85
Appuis	14.31	0.044	0.057	14.55	2.79

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [2] :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 1000 \times 150 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.81cm^2$$

➤ **Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4) :**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 18$$

$$A_{min} \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{cal} , A_{min})$$

Tableau III.29. Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.

Désignation	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	A_{min}	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	4.84	1.81	4.84	5T12=5.65
Appuis	2.82	1.81	2.82	5T10=3.93

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{max}}{4}$$

Tableau III.30. Le choix de ferrailage Les armatures de répartition.

Désignation	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	1.41	4T8=2.01
Appuis	0.785	4T8=2.01

➤ **Espacement entre les armatures :(BAEL91 A.8.2, 42) [2] :**

❖ **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• **Travée**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Appuis**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

• **Travée**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• **Appuis**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.4.5 : Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) [2] :

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{33027}{1000 \times 150} = 0.22 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1, 211) [2]** :

$$\overline{\tau_u} = \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6 : Vérification en E.L.S :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (d - y) - n A_s (d - y) = 0$$

Avec : $n=15$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n (d - y)^2 A_s' + n (d - y) A_s$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
travée	17.761	5.65	4.26	12352.66	6.12	CV
Appuis	10.448	3.93	3.65	9214.99	4.13	CV

➤ Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2] :

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

Avec :

- $h=0.18m$

- $l=2.7 m$.

- $A_{st} = 5.65 cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow \frac{0.18}{2.7} = 0.066 \geq 0.0 \dots\dots\dots C V \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0037 \leq 0.010 \dots\dots\dots C V \end{array} \right.$$

Donc la flèche est Vérifiée.

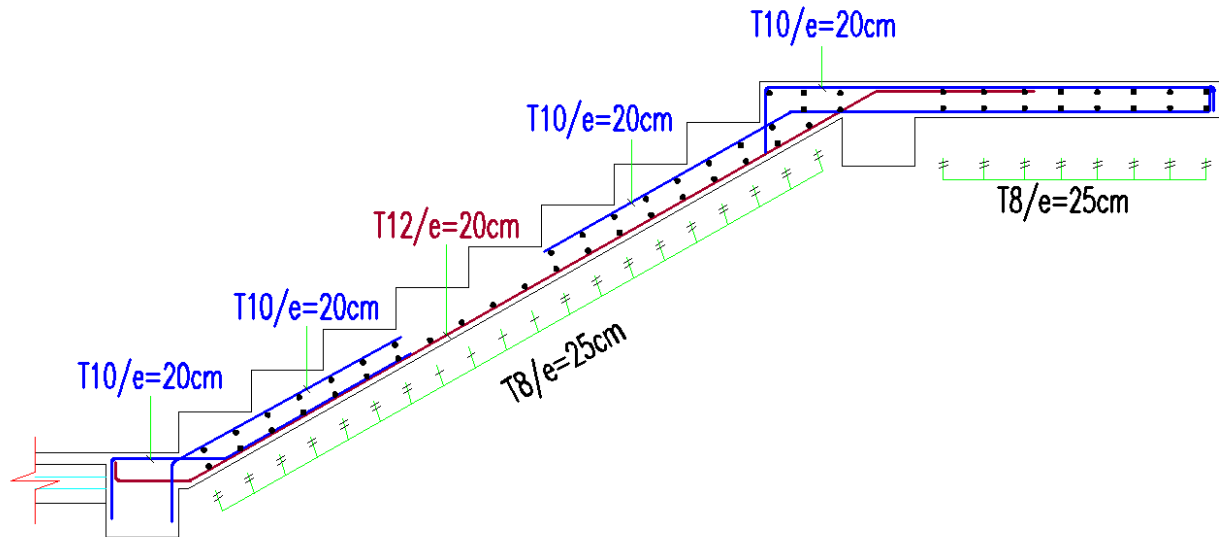


Figure III.19. Schéma de ferrailage d'escalier

III.5. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous efforts tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

On prend. $L=4.50$ m

III.5.1 : Evaluation des charges :

a) Les charges sur la poutre :

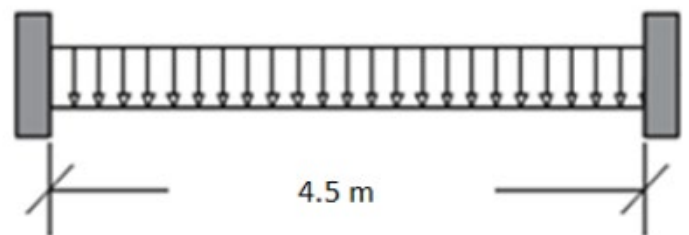
g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.37 \text{ KN/m}$$

b) La charge transmise par l'escalier

$$\text{ELU} \Rightarrow R_{Au} = 11.82 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow R_{As} = 8.49 \text{ KN}$$



c) Combinaison de charges et surcharges❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35g_0 + RA_u = 16.37 \text{ KN/m}$$

$$M_t^u = \frac{qL^2}{24} = \frac{16.37 \times 4.5^2}{24} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = \frac{qL^2}{12} = \frac{16.37 \times 4.5^2}{12} = 27.62 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = 36.83 \text{ KN}$$

❖ **ELS:**

$$q_s = g_0 + RA_s = 11.86 \text{ KN/m}$$

$$M_t^s = \frac{qL^2}{24} = \frac{11.86 \times 4.5^2}{24} = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = \frac{qL^2}{12} = \frac{11.86 \times 4.5^2}{12} = 20.01 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_u \times L}{2} = 26.68 \text{ KN}$$

III.5.2 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \\ d = 45 - 2 = 43 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau III.32. Calcul d'armatures à la flexion simple.

Désignation	M (KN. m)	μ	α	z (cm)	Acal (cm ²)
Travée	13.81	0.017	0.021	42.63	0.93
Appuis	27.62	0.035	0.044	42.24	1.87

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{min} \geq A_{cal}$

On ferraille donc avec A_{min} . $\Rightarrow A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

En Appui : $A_{cal} \geq A_{min}$

On ferraille donc avec $A_s \Rightarrow A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{36.83 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.28 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots C_v$$

pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Espacement :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) [3] :

$$St = \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (38.7 ; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm}$$

$$St = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots c_v$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$.

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t1} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = -43.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} < 0.45 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.5.3 : Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau III.33. Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	$M_{ser}(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
travée	10	2.36	8.96	48211.97	1.85	CV
Appuis	20.01	2.36	8.96	48211.97	4.52	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2] :**

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

Avec :

$$h = 0.45 \text{ m}$$

$$l = 4.5 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{4.5} = 0.1 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.001 \leq 0.010 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de la poutre palière.

III.5.4 : Calcul la poutre palière à la torsion :**a) Moment de torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = -\frac{Ma \times L}{2}$$

$$Ma = 0.5 \times 28.62 = 14.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = -\frac{Ma \times 4.5}{2}$$

$$M_{tor} = -32.19 \text{ KN.m}$$



b) Contrainte de cisaillement en torsion :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times e \times \Omega}$$

$$e : \text{épaisseur de la paroi.} \Rightarrow e = \frac{b-30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur.} \Rightarrow \Omega = [(b-e) \times (h-e)] = 1000\text{cm}^2$$

$$U : \text{périmètre de la section} \Rightarrow U = 2[(b-e) + (h-e)] = 130\text{cm}$$

$$\tau^{tor} = \frac{32.16 \times 10^6}{2 \times 50 \times 100000} = 3.21 \text{ MPA} \leq 3.33\text{MPA} \dots \dots \dots CV$$

c) Armatures longitudinales :

$$A^{tor}_l = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times U}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A^{tor}_l = \frac{32.19 \times 1.15 \times 1300}{2 \times 100000 \times 400}$$

$$A^{tor}_l = 5.85\text{cm}^2$$

d) Armatures transversales :

$$A^{tor}_t = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A^{tor}_t = \frac{M_{tor} \times 150}{2 \times 100000 \times 400}$$

$$A^{tor}_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

e) Ferrailage global :

- **En travée :**

$$A_{tot} = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 2.36 + \frac{5.85}{2} = 5.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T14+2T12= 11.50 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_{tot} = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 2.36 + \frac{5.85}{2} = 5.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T14+2T12= 11.50 \text{ cm}^2$$

f) Ferrailage transversal :

$$A^{tor}_t = A^{flex}_t + A^{tor}_t$$

$$A^{tor}_t = 0.45 + 0.6 = 1.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2.01\text{cm}^2$$

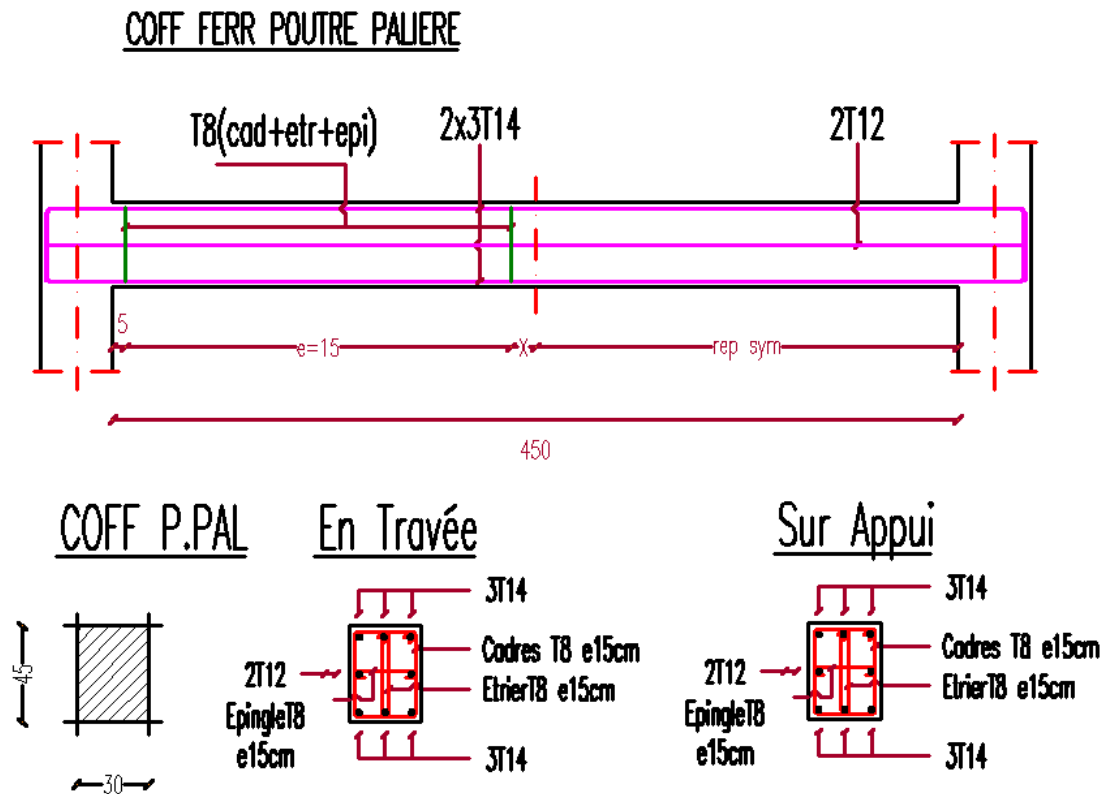


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6.BALCON :

Le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde –corps), et une charge d'exploitation Q.

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x :La plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

L_y :La plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

III.6 .1 . Evaluation des charges :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

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

III.6.2. Combinaisons et sollicitations :**a) L'ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.50 = 12.445 \text{ kN/m}^2$$

b) L'ELS :

$$P_{ser} = G + Q = 5.33 + 3.50 = 8.830 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m.

III.6.3. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

✓ Dans le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$L_x = 1.4 \text{ m.}$$

$$L_y = 3 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.46 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

A) ELU :

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \text{Donc : } \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 2.491 \text{ kN.m} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 0.622 \text{ N.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 2.1174 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.528 \text{ kN.m}$$

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.747 \text{ kN.m}$$

A) ELS:

$$\rho=0.46 \Rightarrow \text{Donc : } \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 1.81 \text{KN.m} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 0.60 \text{N.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 1.53 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 0.51 \text{KN.m}$$

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 0.459 \text{KN.}$$

III.6.4 : Ferrailage du balcon :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b=1\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$ et $d=13.5\text{cm}$

➤ En travée :**❖ Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 2.1174 \text{KN.m} \\ \mu_{bu} = \frac{2.1174 \times 10^6}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.0081 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.010 \\ Z = 13.4 \text{cm} \\ A^x_t = 0.45 \text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$\rho = 0.46 \quad ; \quad h=15\text{cm} \quad ; \quad b=100\text{cm}$$

$\rho_0 = 0.8$ pour les barres à haute adhérence

$$A^x_{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h \Rightarrow 0.0008 \left(\frac{3 - 0.46}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.52 \text{cm}^2$$

$$A^x_{min} \geq A^x_t \Rightarrow \text{On ferraille avec : } A^x_{min}$$

On opte pour $5T10=3.93\text{cm}^2$

❖ Sens-y-y :

$$\begin{cases} M_{ty} = 0.528 \text{KN.m} \\ \mu_{bu} = \frac{0.528 \times 10^6}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.002 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.002 \\ Z = 13.5 \text{cm} \\ A^y_t = 0.11 \text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A^y_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A^x_{min} \geq A^x_t \Rightarrow \text{On ferraille avec : } A^y_{min}$$

On opte pour 3T8=1.51cm²

➤ **Aux appuis :**❖ **Sens (x-x et y-y)**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.747 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = \frac{0.747 \times 10^6}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.002 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.003 \\ Z = 13.4 \text{ cm} \\ A^x_a = 0.16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A^x_{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h \Rightarrow 0.0008 \left(\frac{3 - 0.46}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A^x_{min} \geq A^x_a \Rightarrow \text{On ferraille avec : } A^x_{min}$$

On opte pour 5T10=3.93cm²

➤ **Espacement :**

$$\checkmark \text{ Travée : } \begin{cases} \text{sens } x - x : st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \dots CV \\ \text{sens } y - y : st = \frac{100}{3} = 33. \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \dots CV \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Appuis : } \begin{cases} \text{sens } x - x : st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \dots CV \\ \text{sens } y - y : st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \dots CV \end{cases}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.34. Résultats du ferrailage.

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(cm ²)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée x-x	2.1174	0.0081	0.01	13.4	0.45	1.52	3.93	20

Travée y-y	0.528	0.002	0.002	13.5	0.11	1.2	1.51	33
Appuis	0.747	0.002	0.003	13.4	0.16	1.52	3.93	20

III.6.5. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} < \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{qu \times Lx \times Ly}{2Lx + Ly} = \frac{12.445 \times 1.4 \times 3}{2 \times 1.4 + 3} = 9.012 \text{ KN} \\ T_y = \frac{qu \times Lx}{3} = \frac{12.445 \times 1.4}{3} = 5.8 \text{ KN} \\ T_u^{max} = 9.012 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{9.012 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.066 \text{ MPA} < 1.16 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV \end{cases}$$

III.6.6 : Vérification à L'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau III.35. Vérification des contraintes de la dalle.

		M_t	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	1.53	3.93	3.16	7402.60	0.65	CV
	(y-y)	0.51	1.51	2.35	3120.33	0.38	CV
Appuis		0.459	3.93	3.16	7402.60	0.19	CV

➤ Vérification des contraintes dans les aciers tendus :

❖ Selon x :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 1.53 \times 10^{-3}}{7322.87 \times 10^{-8}} \times (0.135 - 0.0344)$$

$$\sigma_{st} = 31.52 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots CV$$

❖ Selon y :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.51 \times 10^{-3}}{3120.37 \times 10^{-8}} \times (0.135 - 0.0225)$$

$$\sigma_{st} = 27.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2] :

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

Avec : $h=0.15 \text{ m}$

$l= 1.4 \text{ m}$.

$A_{st} = 3.93 \text{cm}^2$

Selon x-x :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.4} = 0.1 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{C V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.084 \dots \dots \dots \text{C V} \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.002 \leq 0.010 \dots \dots \dots \text{C V} \end{cases}$$

Selon y-y : $h=0.15 \text{ m}$

$l= 3.0 \text{ m}$

$A_{st} = 1.51 \text{cm}^2$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3} = 0.05 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{C N V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \Rightarrow 0.05 \leq 0.084 \dots \dots \dots \text{C N V} \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.002 \leq 0.010 \dots \dots \dots \text{C V} \end{cases}$$

❖ Calcul de la flèche (BAEL 91) [2] :

Tableau III.36. Evaluation de la flèche selon y

Donné (KN /m)		Moment (KN.m)		Contrainte (MPa)		Flèche (cm)	
J	3.750	M_J	3.58	σ_J	193.60	f_J	3.148 × 10 ⁻⁴
G	15.330	M_G	5.096	σ_G	275.59	f_G	4.488 × 10 ⁻⁴
P	8.830	M_P	8.44	σ_P	456.44	f_P	2.34 × 10 ⁻³
						f_{gv}	2.206 × 10 ⁻³

$$\Delta f = 3.783 \times 10^{-3} \leq \frac{L}{500} = 0.6 \dots \dots \dots cv$$

Donc la flèche est Vérifiée.

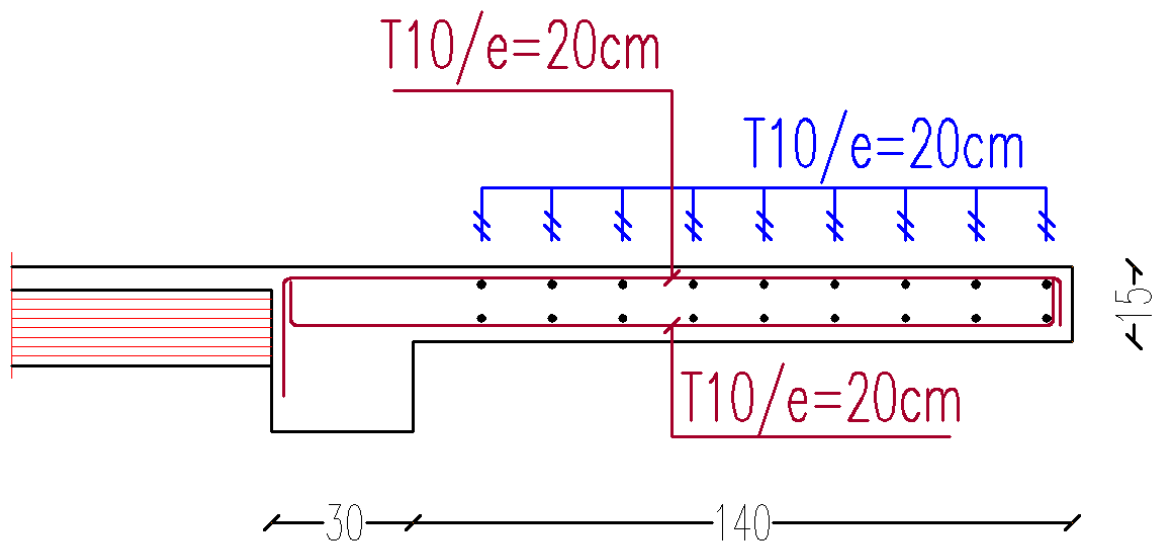


Figure III.21. Schéma de ferrailage du balcon.

III.7.ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle 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.

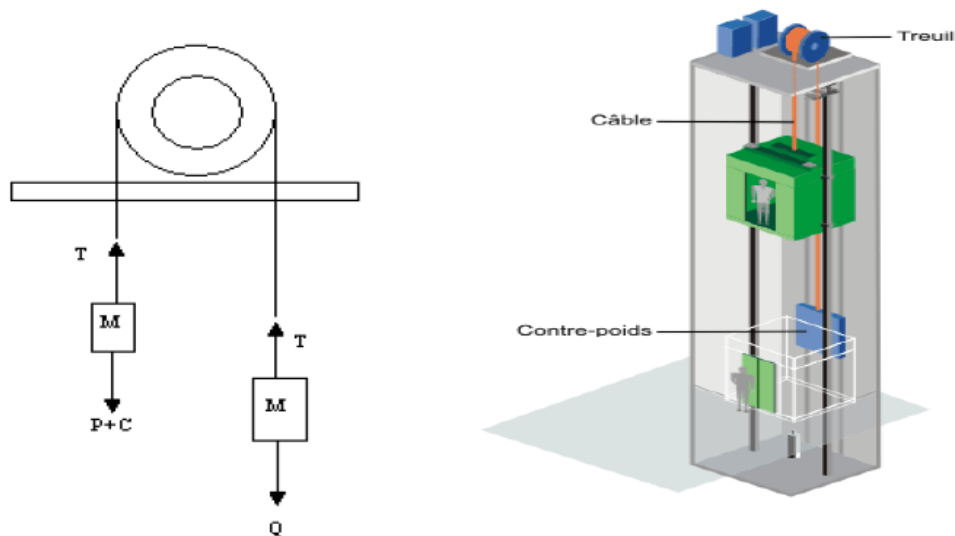


Figure III.22. Schéma statique et concept d'ascenseur.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur pour 08 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau III.37. Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4

Vitesse de circulation	1m/s
Course maximale	32m
Charge due à l'ascenseur (DM)	82KN
Charge due à la machine (PM)	15KN
Poids de la cuvette (FC)	102KN
Dimensions de la gaine ($B_s \times T_s$)	(1.8×2.1) m ²

Charge nominale (des personnes)	6.3KN
Dimensions minimales de la locale machine	$(180 \times 360 \times 200) \text{ cm}^3$
Passage libre	$(120 \times 100) \text{ cm}^2$

III.7.1 : Étude de la dalle pleine du local machine :

➤ Cas des charges uniformément réparties :

* Poids de la dalle en béton armé :

$$G1 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

* Poids du revêtement en béton :

$$G2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

* Poids de la machine :

$$G3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.95 \times 2.2} = 15.71 \text{ KN/m}^2$$

$$* G_t = G1 + G2 + G3 = 23.21 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{2.2} = 0.88 > 0.4 ; \text{ Donc : La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.7.2 : Calcul des sollicitations :

A) ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 23.21 + 1.5 \times 1 = 32.33 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \Rightarrow \mu_x = 0.0476$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow \mu_y = 0.743$$

$$M_0^x = 0.0476 \times (32.33 \times 1.95^2) = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.743 \times 5.85 = 4.43 \text{ KN.m}$$

➤ Calcule des moments réels :

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 5.85 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 4.43 = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3 \times 5.85 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_0^y = 0.3 \times 4.43 = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_a^x ; M_a^y) = 1.75 \text{ KN.m}$$

B) ELS :

$$P_s = G + Q = 23.21 + 1 = 24.21 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \Rightarrow \mu_x = 0.0546$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow \mu_y = 0.8216$$

$$M_0^x = 0.0546 \times (24.21 \times 1.95^2) = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8216 \times 5 = 4.1 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments réels :

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 4.1 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3 M_t^x = 0.3 \times 4.25 = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_t^y = 0.3 \times 3.48 = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_a^x ; M_a^y) = 1.28 \text{ KN.m}$$

III.7.3 . Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d=22.5\text{cm}$.

Tableau III.38. Résultats de ferrailage à L'ELU.

Sens	$M_u (\text{kKN.m})$	μ	α	Z	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$	Choix
Travée x-x	4.97	0.006	0.007	22.43	0.63	2.51	5T8
Travée y-y	3.76	0.005	0.006	22.44	0.48	2.51	5T8
Appuis	1.75	0.002	0.002	22.48	0.22	2.51	5T8

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times (0.3 - \rho) \times b \times d \\ A_y \geq \rho_0 \times b \times d \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 \end{cases}$$

❖ **Sens- x-x :**

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.63 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ **Sens- y-y :**

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.48 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Espacement :**❖ **En travée :**

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 23 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens x - x}) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 23 < \min(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens y - y}) \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

❖ **En appui :**

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 23 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens x - x}) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 23 < \min(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens y - y}) \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

III.7.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 + L_x \times L_y} = 22.73 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{qu \times Lx}{3} = 21.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.37 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.1 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

III.7.5 : Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.39. Résultats de calcul des contraintes dans le béton.

Position	Sens	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	X-X	4.24	2.51	3.75	14994.14	0.106	CV
	Y-Y	3.48	2.51	3.75	14994.14	0.087	CV
Appuis	X-X-	1.5	2.51	3.75	14994.14	0.037	CV
	Y-Y	1.5	2.51	3.75	14994.14	0.037	CV

➤ Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2] :

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

Avec :

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$l = 2.2 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{2.2} = 0.11 > 0.062 \dots \dots \dots C V \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \Rightarrow 0.11 > 0.085 \dots \dots \dots C V \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.001 \leq 0.010 \dots \dots \dots C V \end{array} \right.$$

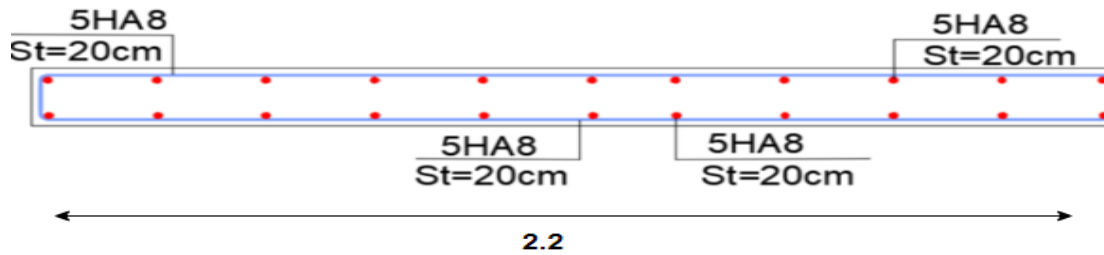


Figure III.23. Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.8. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Après les calculs on trouve :

1. les planches :

- ✓ Les armatures longitudinales :
 - ❖ travée : **3T10.**
 - ❖ Appui de rive : **1T12.**
 - ❖ Appui Int : **1T12+1T10.**
- ✓ Les armatures transversales : **1étrier $\Phi 6$**

2. L'acrotère :

- ✓ Les armatures longitudinales : **4T8.**
- ✓ Les armatures transversales : **4T8.**

3. Les escaliers :

- ✓ Les armatures longitudinales :
 - ❖ travée : **5T12.**
 - ❖ Appui : **5T10.**
- ✓ Les armatures transversales : **4T8.**

4. La poutre palière :

- ✓ Les armatures longitudinales :
 - ❖ travée : **6T14+2T12.**
 - ❖ Appui : **6T14+2T12.**

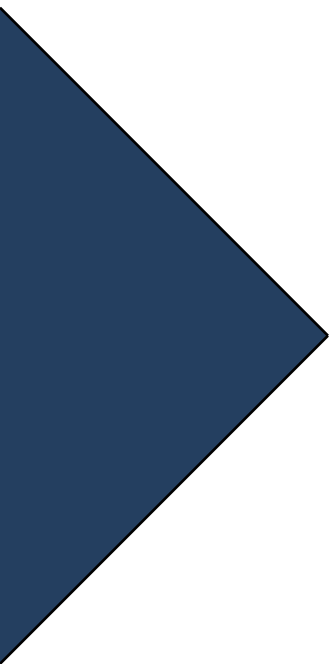
- ✓ Les armatures transversales : **1cadre T8+1étrier.**

5. Les balcons :

- ✓ Sens x-x :
 - ❖ travée : **5T10.**
 - ❖ Appui : **5T10.**
- ✓ Sens y-y :
 - ❖ travée : **3T8.**
 - ❖ Appui : **5T10.**

6. L'ascenseur :

- ✓ Sens x-x :
 - ❖ travée : **5T8.**
 - ❖ Appui : **5T8.**
- ✓ Sens y-y :
 - ❖ travée : **5T8.**
 - ❖ Appui : **5T8.**



CHAPITER IV ETUDE SISMIQUE

IV.1.Introduction :

La réalisation d'une structure pouvant résister à une secousse sismique doit être fait à base d'une étude, cette étude permet la détermination d'un model et du choix de la méthode assurant de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

D'après le **RPA99/version 2003(3.4. A.1.a)**, tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles - portiques. Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles- portiques).

IV.2.Objectifs et exigences : Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent d'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.2.1 Présentation du logiciel de calcul :

a) Modélisation de la structure par le logiciel ETABS V20 : ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

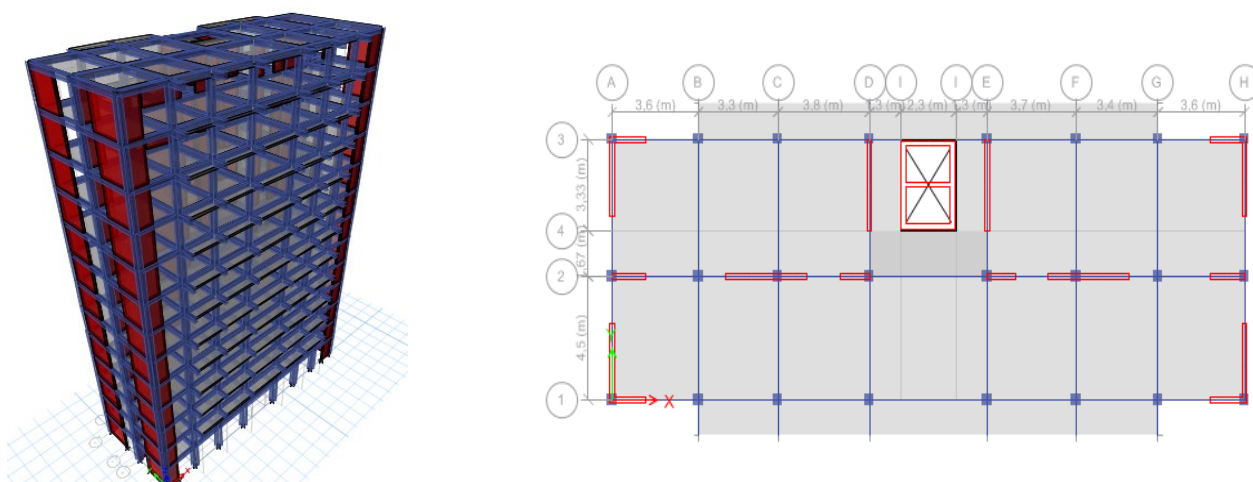


Figure IV.1 : Vue en 2D et 3D du bâtiment

IV.3 .Méthode de calcul :

Le « RPA99 version 2003 » régit la conception parasismique des structures.

Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier,

Ces méthodes sont les suivantes

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Les conditions de la méthode :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en

Élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2) [3].

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Domaine d'applications :

La méthode d'analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment.

b) Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4, 2,3) [1]

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du est donné par le **Tableau.IV.1** présenté ξ type de structure et de l'importance des remplissages. Ci-après.

Tableau.IV.1 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivent le système structurel

Remplissage	portique		Voile ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur :

$$\xi = 10 \, \%.$$

$$\eta = 0,764 > 0,7$$

c) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

➤ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}}$

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 par le **Tableau 4.6** du RPA.

On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}}$$

Dans notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$h_n = 40.8 \, \text{m}$$

$$T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 1,3 \times 0,05 \times (40,12)^{\frac{3}{4}} = 0.79 \Rightarrow T = 0.79$$

$$D_x = 26.3 \, \text{m} ; D_y = 9.5 \, \text{m}$$

$$T_x = 0.70 \, \text{s} ; T_y = 1.17 \, \text{s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs Donc : $T = 1.3 \times 0.70 = 0.915s$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le **Tableau 4.3** en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^N P_q$$

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 du RPA

W : poids total de la structure .

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale : [1]

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la

base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **ETABS V.20**

IV.4.1. Modélisation :

IV.4.1.1. La structure sans voiles :

a) Le comportement de la structure sans voiles :

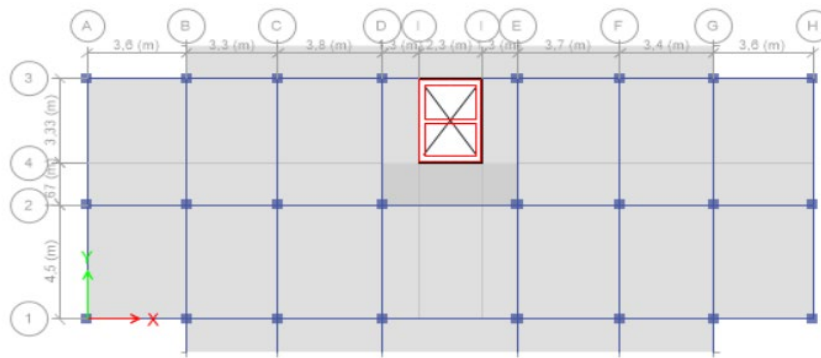
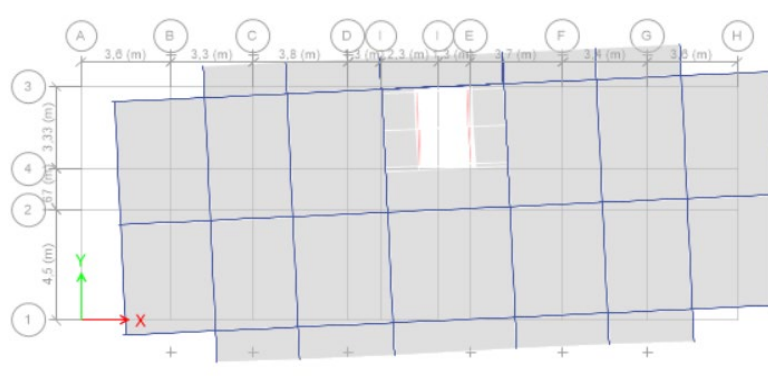
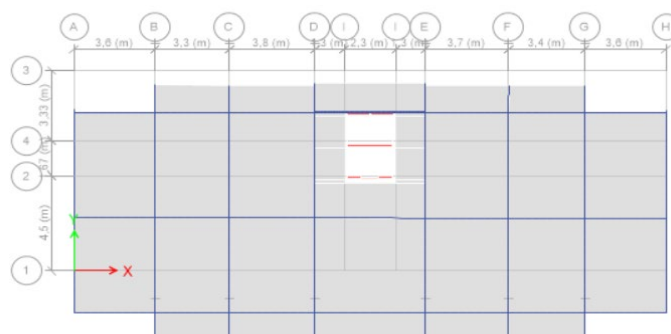


Figure.IV.1: Comportement de la structure sans voiles.121

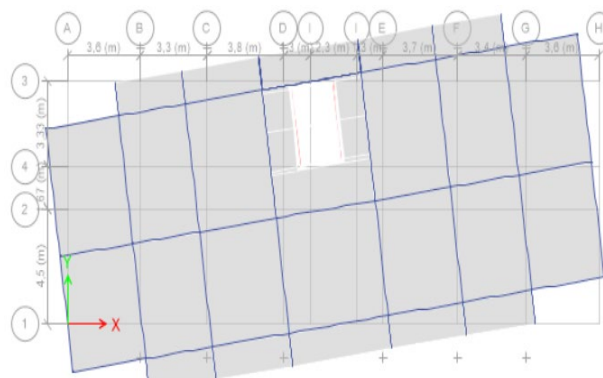
case sismique :



Mode 1 T= 1.50 s Torsion xx



Mode2 T= 1.30s Translation yy

Mode 3 $T = 1.19$ s Torsion

b) Interprétation des résultats : On remarque des torsions dans le 1er, 2ème et le 3ème mode avec des périodes élevées. On remarque qu'il faut augmenter la participation massique de mode fondamentale par l'addition des voiles et pour donner une certaine rigidité à la structure.

IV.4.1.2. La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie ; plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- ✓ Une période fondamentale proche de la limite imposée par le RPA99 version 2003.
- ✓ Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- ✓ Des déplacements inter-étages vérifiés. En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouter et la position des voiles rajoutés.
- ❖ **La première disposition:** Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction

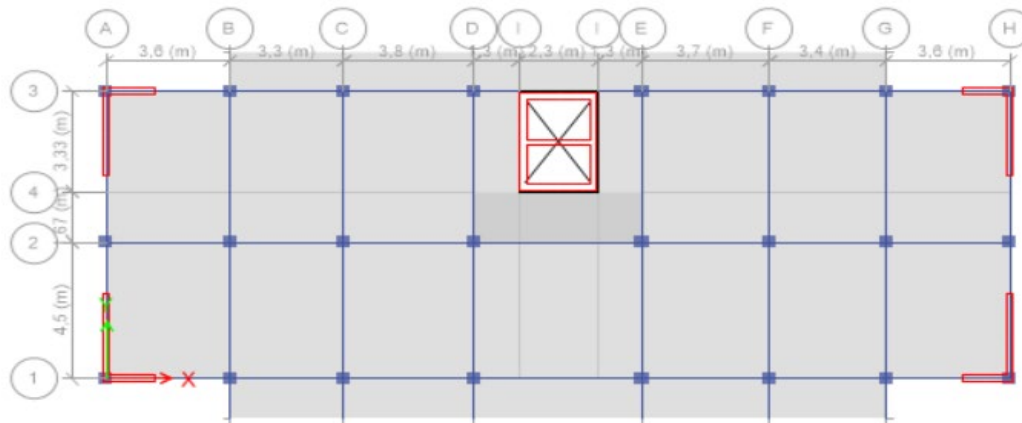
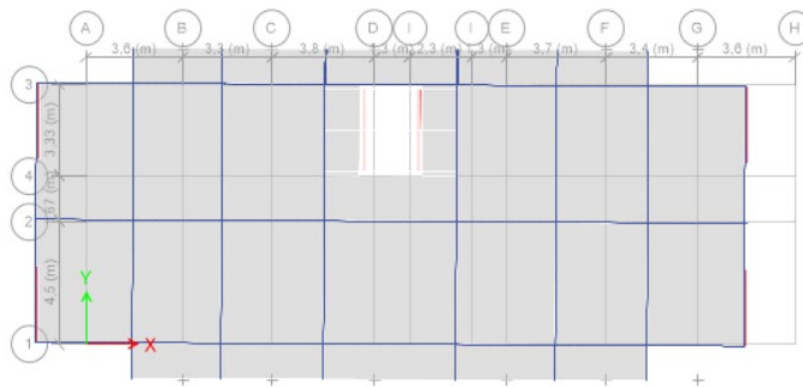
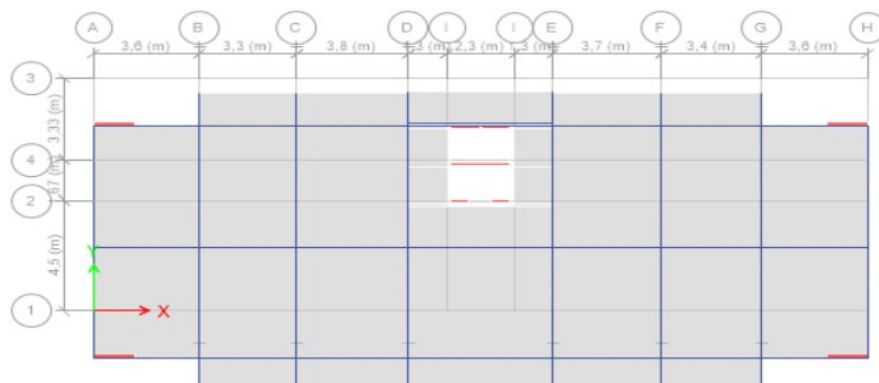


Figure.IV.2: la première disposition des voiles

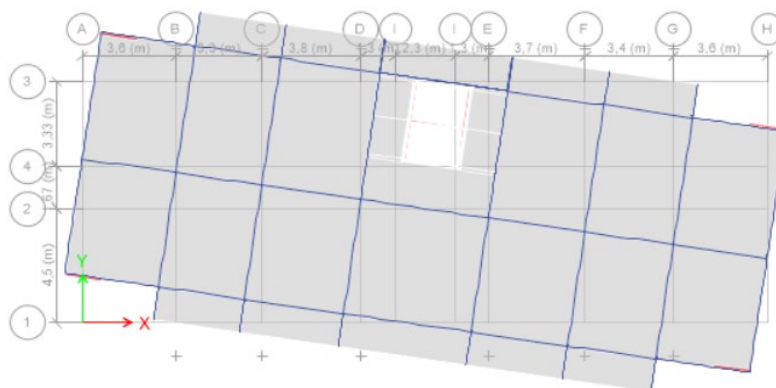
Case sismique :



Mode 1 $T = 1.13$ s Translation xx



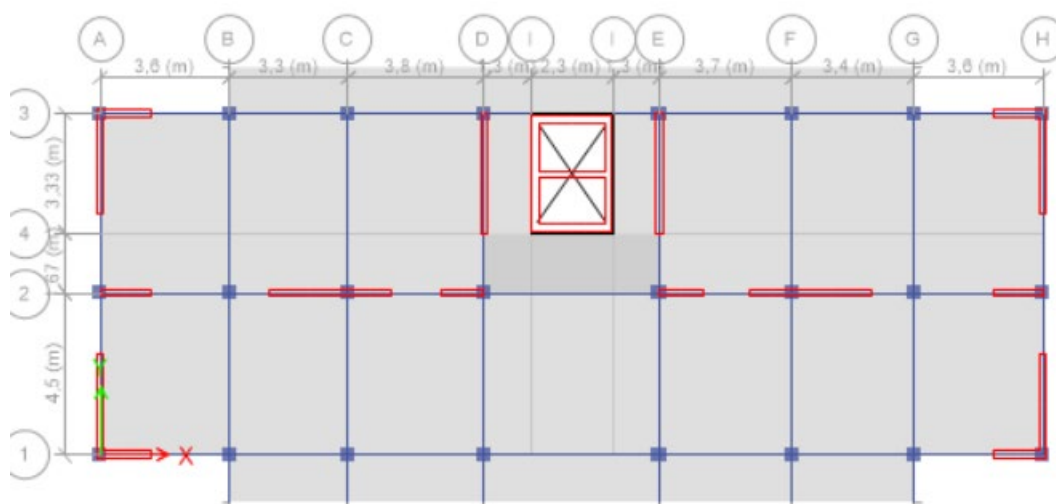
Mode 2 $T = 0.91$ s Translation yy

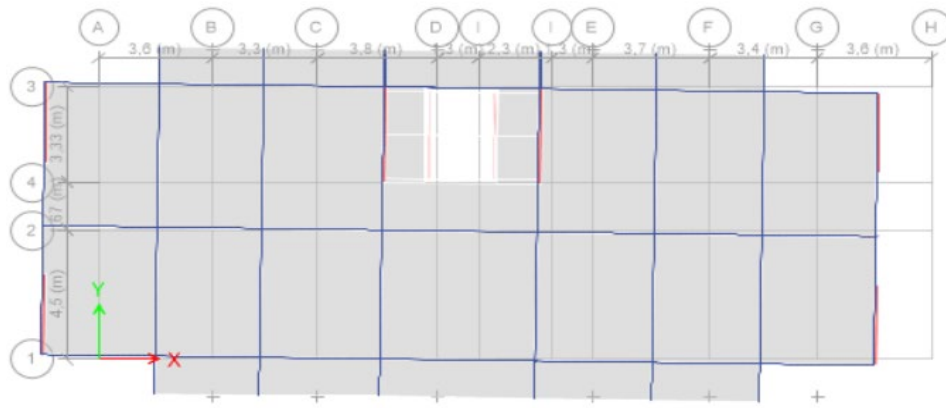
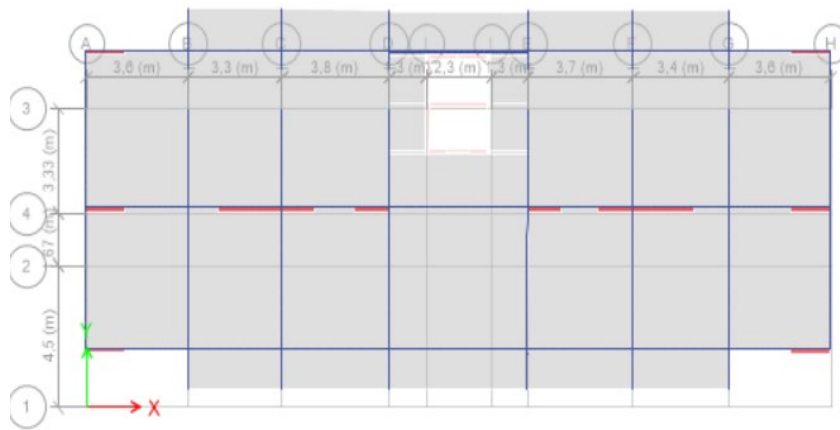
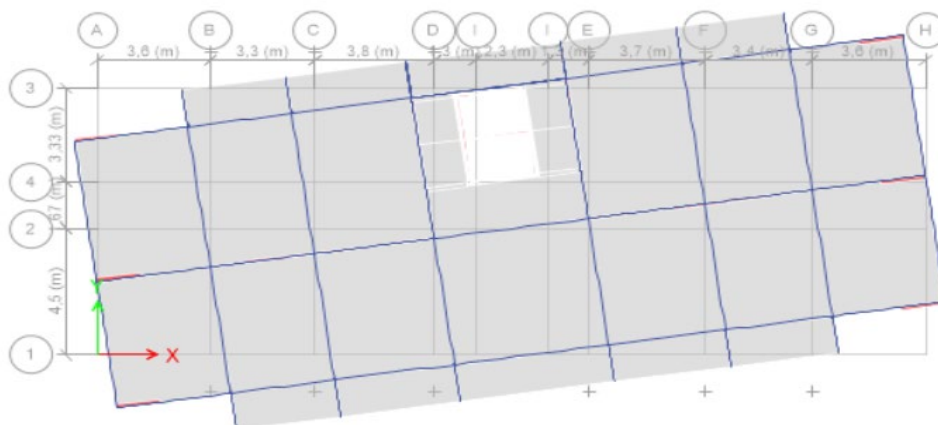
Mode 3 $T = 0.65s$ Torsion**b) Analyse des résultats :**

On remarque que les périodes sont élevées et ne vérifie pas la condition de T_{num}

$$T_{num} \leq 1,3 T_{emp} = 0.915 s$$

La deuxième disposition : Donc la voie la plus simple et la plus rapide est d'augmenter le nombre des voiles pour augmenter la rigidité ce qui conduit directement à la diminution du période de la construction .

**Figure.IV.3:** La deuxième disposition des voiles.**Case sismique :**

Mode 1 $T = 0.88$ s Translation xxMode 2 $T = 0.86$ s Translation yyMode 3 $T = 0.65$ s Torsion

b) Analyse des résultats :

On remarque que les périodes sont élevées et vérifie la condition de T_{num}

$$T_{num} = 0.88 \leq 1,3 T_{emp} = 0.915 \text{ s} \quad \text{cv}$$

IV.5.Vérifications du comportement d'une structure vis-à-vis du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 V2003) :

On doit vérifier les vérifications principales suivantes :

IV.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T_{num} \leq 1,3 T_{emp} = C_T \cdot h^{(3/4)} = 1,3 \times 0,05 \times (40,12)^{3/4}$$

$$0,89 \text{ s} \leq 0,915 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.5.2.Participations des masses modales effectives :

Il faut inclure dans l'analyse autant de modes qu'il est nécessaire pour que la somme des masse modales correspondante atteigne au moins 90 % de la masse totale :

$$K > 3 \sqrt{N} \quad N=13 \text{ niveaux}$$

Nombre minimale des modes à considérer : $K=3\sqrt{13} = 10.81$

Tableau IV.2: Participation des masses modales

Case	Mode	Période (sec)	Ux	Uy	Sum x	Sum y	Rz
Modal	1	0.89	0.728	0.0003	0.728	0.0003	0.0043
Modal	2	0.87	0.0003	0.6995	0.7283	0.6998	0.00000644
Modal	3	0.67	0.0041	0,000001001	0.7325	0.6998	0.7189
Modal	4	0.259	0.1345	0,000001836	0.867	0.6998	0.0009
Modal	5	0.23	0.000001543	0.1598	0.867	0.8597	0,0000005706
Modal	6	0.192	0.0007	0	0.8677	0.8597	0.1419

Modal	7	0.125	0.0536	0	0.9213	0.8597	0.0003
Modal	8	0.103	0	0.061	0.9213	0.9207	0
Modal	9	0.09	0.0003	0	0.9217	0.9207	0.0569
Modal	10	0.074	0.0288	0	0.9504	0.9207	0.0002
Modal	11	0.059	0	0.0322	0.9504	0.9529	0
Modal	12	0.053	0.0003	0	0.9507	0.9529	0.0304

Selon l'axe X en mode 7 : Sum $U_x = 92,13\% > 90\%$CV

Selon l'axe Y en mode 8 : Sum $U_y = 92,07\% > 90\%$CV

IV.5.3.Vérification de l'effort tranchant statique et dynamique :Art 4.2.4 stipule que la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modale ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dyn} > 0,8 V_{stat} = 0,8 \frac{A D Q W}{R}$$

Données du spectre de réponse :

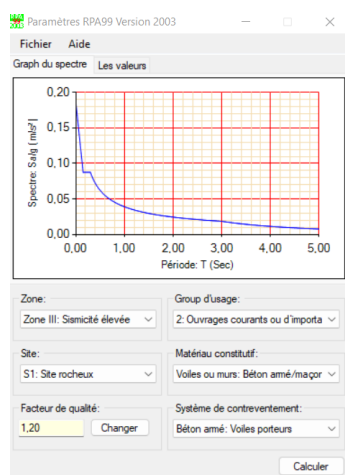


Figure IV.4 : Spectre de réponse

❖ Calcul de la force sismique totale V :

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \Rightarrow A=0.25 \text{ (tab.4.2.RPA. P26)} \end{array} \right.$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure tel que :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$C_T = 0.05$: Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie (tab.4.6. RPA.99 V2003.p31)

$h_n = 40,12$: hauteur mesurée à partir de la base

$$T = 0.797 \text{ s}$$

On a : $0,50 \leq T = 0.797 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$

η : Coefficient de corrélation d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \xi = 10 \% \Rightarrow \eta = 0,764$$

❖ Calcul de T2 :

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

Site meuble S1 :

$$T = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.30 \text{ s}$$

$$\xi = 10 \%, \text{ on a } \eta = 0,764$$

Alors : $D = 2,5 * \eta * (T_2 / T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 1,351$

- **R** : coefficient de comportement global de structure (tab.4.3.RPA. P28)
- $R_y = 3,5$: système 2 voile porteurs
- **Q** : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « satisfait ou non », sa valeur est donnée par le tableau 4.4-RPA-p30 : $\sum P_q = 0$

$$\text{Alors : } Q = 1 + 0,1 + 0,05 + 0,05 = 1.20$$

Tous les critères de qualité sont satisfaits suivant les deux directions ox, oy :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W** : poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_Q$$

$$\beta = 0.2$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes au niveau i

W_{Qi} : poids dus aux charges d'exploitations

Le poids totale de la structure par la combinaison $G + 0.2Q$:

$$W = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} = 24013,2192 \text{ KN}$$

$$V_{stat} = \frac{A D Q W}{R} = \frac{0,25 * 1,351 * 1,2 * 42281,7334}{3,5} = 4896,22 \text{ KN}$$

Tableau IV.3 : Efforts tranchants selon les directions X et Y

Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3	Colonne 4
Ex max	4471.1203	14.2113	0
Ey max	13.1586	4195.8453	0
W	0	0	42281.7334

Selon Ex :

$$V_{\text{dyn } x} = 4471,12 \text{ KN} \geq 0,8 V_{\text{stat}} = 3916,98 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Selon Ey :

$$V_{\text{dyn } y} = 4195,84 \text{ KN} \geq 0,8 V_{\text{stat}} = 3916,98 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

IV.5.5. Justification du coefficient de comportement R (Art 3.4) :

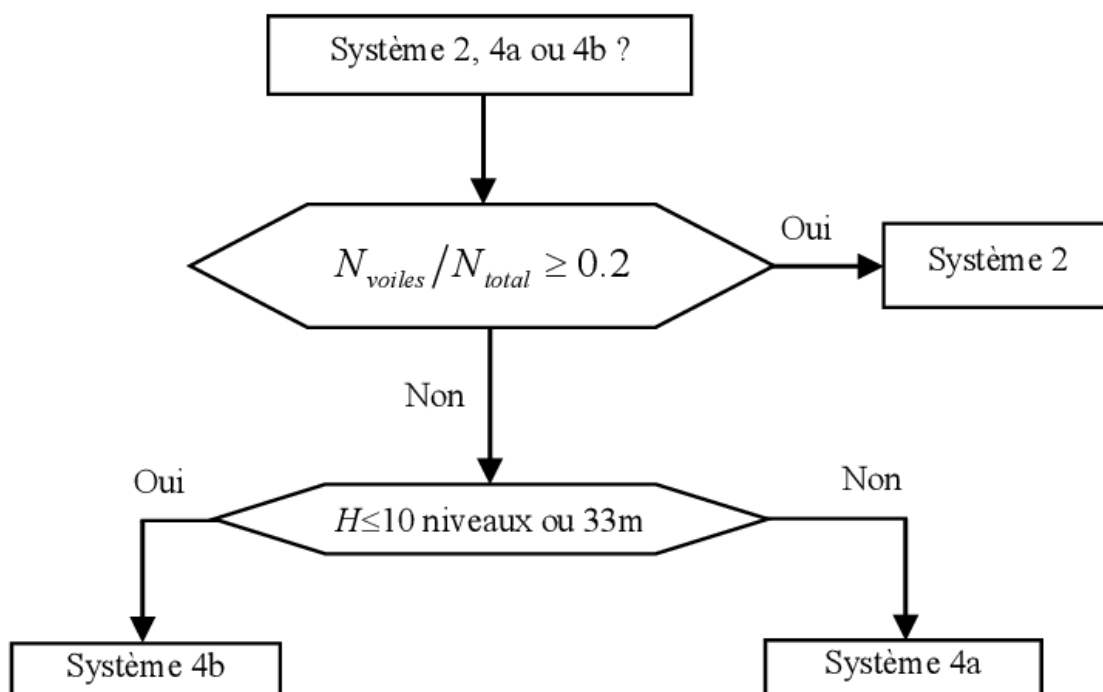


Figure IV. : Classification entre système de contreventement avec voiles (RPA99-version 2003)

les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dus aux charges verticales, et la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

$$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} \geq 0.2$$

$$\frac{30296.53}{43525.78} = 0.68 \rightarrow 0.68 \geq 0.2 \Rightarrow \text{(CV)}$$

Donc on prend coefficient de comportement $R = 3.5$

IV.5.6. Justifications des déplacements relatifs par rapport à la hauteur d'étage (Art5.10) :

Art5.10 stipule que les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% \delta_k$$

- déplacement horizontale à chaque niveau(k) $\delta_k = R \times \delta_{ke}$
- déplacement dû aux forces sismiques δ_{ke}
- la hauteur d'étage k

Tableau IV.6: Déplacements relatifs entre étages

Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%Hk	Conditions Vérifiées
0,00832167	0,01052793	0,0306	vérifié
0,0092106	0,01107414	0,0306	vérifié
0,01020663	0,01165248	0,0306	vérifié
0,01114911	0,01217727	0,0306	vérifié
0,01192023	0,01251999	0,0306	vérifié
0,01257354	0,01273419	0,0306	vérifié
0,01303407	0,01272348	0,0306	vérifié
0,01320543	0,01243431	0,0306	vérifié
0,01298052	0,011781	0,0306	vérifié
0,01233792	0,01076355	0,0306	vérifié
0,01098846	0,00917847	0,0306	vérifié
0,008568	0,00681156	0,0306	vérifié
0,0043554	0,003451	0,034	vérifié

IV.5.7. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9):

Art5. stipule que l'effet de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

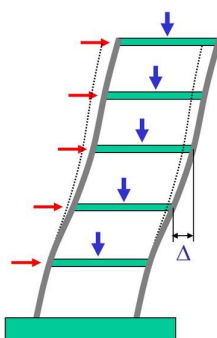


Figure IV.5: Présentation de l'effet P-Δ sur la structure

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=1}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (voir paragraphe 4.2.10)

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.7 : Effet P-Δ suivant x et y

Pk	VX	VY	Δkx	Δky
3447,1664	795,6811	803,2089	0,00832167	0,01052793
6592,0699	1441,9207	1420,1004	0,0092106	0,01107414
9736,9733	1931,1558	1860,619	0,01020663	0,01165248
12881,8767	2335,3937	2214,3969	0,01114911	0,01217727
16097,1233	2685,381	2520,1685	0,01192023	0,01251999
19312,3698	2989,9348	2788,4082	0,01257354	0,01273419
22527,6163	3269,7133	3039,9606	0,01303407	0,01272348
25742,8629	3540,4425	3289,0686	0,01320543	0,01243431
29037,455	3794,4093	3526,4233	0,01298052	0,011781
32332,0472	4025,5563	3746,5152	0,01233792	0,01076355
35626,6393	4233,594	3950,1471	0,01098846	0,00917847
38968,0382	4396,0129	4114,145	0,008568	0,00681156
42128,3973	4462,7351	4185,9073	0,0043554	0,003451

Tableau IV.8 : Effet P-Δ suivant x et y

Pk*Δkx	Pk*Δky	Ex*Hk	Ey*Hk	θx	θy	Conditions Vérifiées
28,6861812	36,2915266	2434,78417	2457,81923	0,01178182	0,01476574	vérifié
60,716919	73,001505	4412,27734	4345,50722	0,0137609	0,01679931	vérifié

99,3816838	113,459887	5909,33675	5693,49414	0,01681774	0,01992799	vérifié
143,62146	156,866091	7146,30472	6776,05451	0,0200973	0,02315006	vérifié
191,881412	201,535823	8217,26586	7711,71561	0,023351	0,02613372	vérifié
242,824854	245,927386	9149,20049	8532,52909	0,02654055	0,02882233	vérifié
293,626528	286,629675	10005,3227	9302,27944	0,02934703	0,03081284	vérifié
339,945574	320,094738	10833,7541	10064,5499	0,03137837	0,03180418	vérifié
376,921265	342,090257	11610,8925	10790,8553	0,03246273	0,03170187	vérifié
398,910212	348,007607	12318,2023	11464,3365	0,0323838	0,03035567	vérifié
391,481901	326,99804	12954,7976	12087,4501	0,03021907	0,02705269	vérifié
333,878151	265,43313	13451,7995	12589,2837	0,02482033	0,02108405	vérifié
183,486022	145,385099	15173,2993	14232,0848	0,01209269	0,01021531	vérifié

IV.5.8 .Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (écrasement de la section du béton) sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression, le calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B * f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : l'effort normal maximal

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

B : est l'aire de la section transversale du poteau considère.

Tableau IV.9 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	B (m²)	N (KN)	v	Observation
RDC (50x50)	0.25	2227,8282	0.36	non vérifier
Etage 1(50x50)	0.25	2005,2194	0.32	non vérifier
Etage2 (50x50)	0.25	1832,522	0.29	vérifier
Etage3 (50x50)	0.25	1657,2704	0.27	vérifier
Etage4 (50x50)	0.25	1480,1194	0.24	vérifier
Etage5 (45x45)	0.2025	1303,8637	0.26	vérifier
Etage6 (45x45)	0.2025	1132,9618	0.22	vérifier
Etage7 (45x45)	0.2025	963,2965	0.19	vérifier
Etage8 (45x45)	0.2025	795,2799	0.16	vérifier
Etage9 (40x40)	0.160	630,2396	0.16	vérifier

Etage10 (40x40)	0.160	471,5286	0.12	vérifier
Etage11 (40x40)	0.160	314,7898	0.08	vérifier
Etage12 (40x40)	0.160	159,7754	0.04	Vérifier

RDC : Pour le poteau de section **(50×50)** la vérification de l'effort réduit est non vérifiée don on augmente la section de poteau. Ce dernier sera à une section de **(60 x 60)**.

$$v = \frac{2497,7058 \cdot 10^3}{(600 \cdot 600) \cdot 25} = 0,28 \leq 0,3 \quad \text{cv}$$

Etage 1&2 : Pour le poteau de section **(50×50)** la vérification de l'effort réduit est non vérifiée don on augmente la section de poteau. Ce dernier sera à une section de **(55x 55)**.

Etage 11&12 : Pour le poteau de section **(40×40)** la vérification de l'effort réduit est vérifiée don on diminue la section de poteau. Ce dernier sera à une section de **(35x 35)**.

IV.6. Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entravées certaines étapes, principalement la disposition des voiles adéquate.

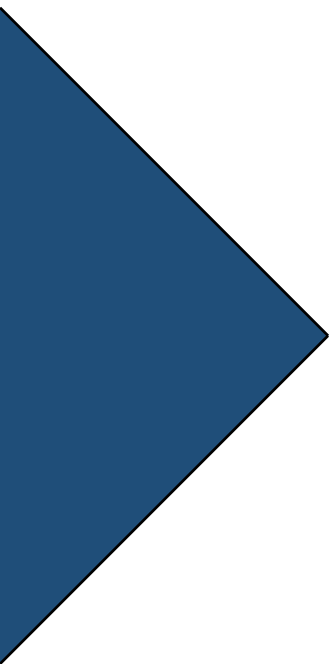
Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6 et 7 et 8	Etage 9 et 10	Etage 11 et 12
Pot (cm2)	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
Voiles (cm)	20					

P.P (cm2)	35x45
P.S (cm2)	35x40



CHAPITER V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenues et le ferrailage des éléments structuraux pour le bloc en R+12. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par logiciel ETABS V20.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le **RPA99/2003** comme suit :

$$1) \quad 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU.$$

$$2) \quad G + Q \dots\dots\dots ELS.$$

$$3) \text{ Accidental } \begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum donné par les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}} \Rightarrow A_1$$

$$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}} \Rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max(A_1 ; A_2 ; A_3)$$

$$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondant}} \Rightarrow A_3$$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA 7.4.1 [1] : Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$- \text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm en zone III.}$$

$$- \text{Min} (b_1 ; h_1) \geq h_e / 20.$$

$$- 1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4.$$

b) Les armatures longitudinales : RPA.Article.7.4.2.1. [1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet

➤ Leur pourcentage est limité par :

- $0,9\% < A_s B < 4\%$ Zone courante (Z.C)
- $0,9\% < A_s B < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

➤ Le diamètre minimal est de 12mm.

➤ La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max h_e / 6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

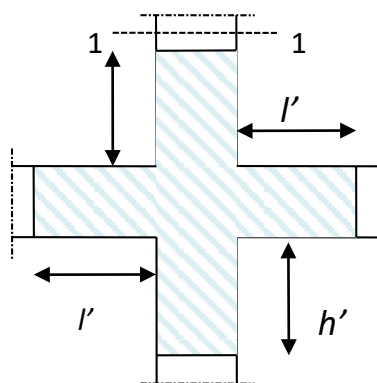


Figure.V.1. La zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau.V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	$A_{minRPA}(cm^2)$	$A_{maxRPA}(cm^2)$	
			ZONE COURANTE	ZONE DE RECOUVRENT
RDC	60× 60	32.4	144	216
1ere 2ème étage	55× 55	27.2	121	181.5
3ème et 4ème étage	50× 50	22.5	100	150
5ème et 6ème et 7ème et 8ème étage	45× 45	18.2	81	121.5
9ème et 10ème étage	40× 40	14.4	64	96
11ème et 12ème étage	30× 30	11.2	49	73.5

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2 [1].

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{RPA article.7.4.2.2.}$$

Avec :

V^{max} : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ Zone nodale : $t \leq 10$ cm. en zone III.

➤ Zone courante : $t \leq \text{Min}(b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \Phi 1)$ en zone III

Où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau La quantité d'armatures transversales minimales :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{min} = 0.3\% (t \times b)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{min} = 0.8\% (t \times b)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

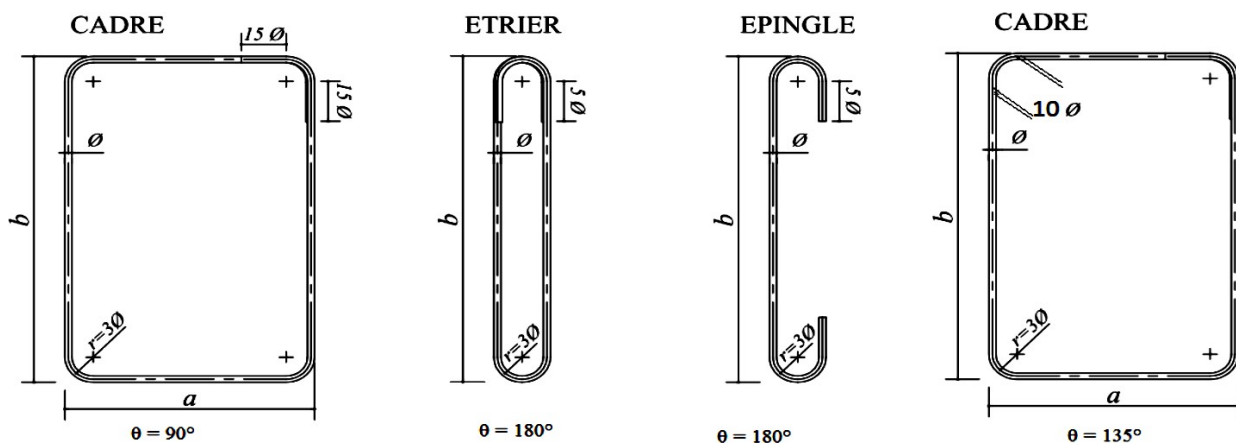


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **lf** longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi t$ minimum

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

	ELU		G+Q+E		0.8G +E	
Niveau	$(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$		$(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$		$(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	-2515,86	-14,9076	124,62	254,31	633,52	31,78
1 ^{er} étage 2 ^{ème}	-2348,53	-20,77	-182,97	-1846,54	551,95	78,87
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1919,02	-12,08	187,92	100,79	259,10	113,11
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-1511,59	-12,67	159,45	86,32	30,3433	108
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	-746,75	17,59	107,50	85,95	4,4523	74,87
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	-378,68	17,261	73,28	20,64	11,16	45,50

❖ Exemple de calcul :

On calcule le poteau de section (**60×60**) et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$b = 60 \text{ cm}; \quad h = 60 \text{ cm} \quad ; \quad d = 57 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

V.2.3. Armatures longitudinales

✓ ELU

$$N_{\max} = -2515.86 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = -14.90 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{MU}{NU} = \frac{-14,90}{-2515,86} = 0.0059 \text{ m} = 0,59 \text{ cm}$$

$e_G = 0.0059 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.6}{2} - 0.03 = 0,27 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 14.90 + 2515.86 \times \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$$

$$M_f = 683.3 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337h - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.16 \times 10^3 = 906.83 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 2515.86 \times (0.6 - 0.03) - 683.3 = 750.74 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple

Alors : $N_u = 2515.86 \text{ KN}$; $M_f = 683.3 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{683.3 \times 10^6}{14.16 \times 600 \times 570^2} = 0.247 \quad \text{tel que } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.247 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0.247 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.247 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.36 \\ Z = 487.9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{683.3 \times 10^6}{348 \times 487.9} = 4024.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 40.24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 4024.4 - \frac{2515.86 \times 10^3}{348} = -32.05 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q+E:**

$$N_{\max} = 254,31 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 124,62 \text{ kN.m}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{124,62}{254,31} = 0,49 \text{ m}$$

$e_G = 0,49 \text{ m} > \frac{h}{2} - d' = \frac{0,60}{2} - 0,03 = 0,27 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est en dehors de la section du béton.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0,337 - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 124,62 + 254,31 \times \left(0,57 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_f = 193,28 \text{ kN.m}$$

Alors : $N_u = 254,31 \text{ kN}$; $M_f = 193,28 \text{ kN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{193,28 \times 10^6}{14,16 \times 600 \times 570^2} = 0,070 \quad \text{telle que} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0,070 < 0,493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0,247 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,09 \\ Z = 549,48 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{193,28 \times 10^6}{348 \times 549,48} = 1010,77 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{calcul}} = 10,1 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1010.77 - \frac{254.31 \times 10^3}{348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

✓ **0.8G+E:**

$$N_{\max} = 633, 52 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 31.78 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

• **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{MU}{NU} = \frac{31.78}{633.52} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G = 0.05 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.57}{2} - 0.03 = 0.27 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 31.78 + 633.52 \times \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$$

$$M_f = 202.83 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337h - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.16 \times 10^3 = 906.86 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 633.52 \times (0.6 - 0.03) - 202.83 = 158.27 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 633.52 \text{ KN}$; $M_f = 202.83 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{202.83 \times 10^6}{14.16 \times 600 \times 570^2} = 0.073 \quad \text{telle que} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.073 < 0.493 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$0.073 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

$\mu_{\text{ua}} < \mu_1$ Donc : pivot A les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.073 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.094 \\ Z = 548.56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{202.83 \times 10^6}{348 \times 548.56} = 1062.49 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{calcul}} = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1062.49 - \frac{633.52 \times 10^3}{348} = -7.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calcul}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = 9.6 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.3 : Sections des armatures longitudinales

	ELU (cm ²)	G+Q±E (cm ²)	0.8G±E (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amax (cm ²)
60x60	-32.94	2.82	-7.57	9.6	32.4	32.4
55x55	-28.12	-9.98	-3.36	8.8	27.22	27.22
50x50	-23.18	11.03	3.6	8	22.50	22.50
45x45	-18.41	10.52	7.36	7.2	18.22	18.22
40x40	-8.93	7.93	6.05	6.4	14.40	14.4
35x35	-3.87	6.88	4.13	5.6	11.02	11.02

Après le calcul on trouve que la section d'armature du poteau soumis à la traction est inférieure à celle soumis à la flexion composée.

Choix des armatures :

Tableau.V.4 : Sections des armatures longitudinales adoptées

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix des barres
RDC	60x60	32.4	33.19	8HA20+4HA16
1 ^{er} étage 2 ^{ème}	55x55	27.22	28,65	4HA20+8HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x50	22.50	28.65	4HA20+8HA16
5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45x45	18.22	20.60	4HA14+8HA16
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	40x40	14.4	15.21	4HA14+8HA12
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	35x35	11.02	13.57	12HA12

V.2.4 Armatures transversales : (RPA article.7.4.2. 2) [4]**➤ Section d'armature :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

On calcule les armatures transversales du poteau de section (60 × 60) cm²

$$\phi_{l \min} = 1.2 \text{ cm} ; L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,40$$

$$L_f = 2,38 \text{ m}$$

V^{max}: Effort tranchant de calcul V_{max},

h₁: Hauteur totale de la section brute,

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

t: L'espacement des armatures transversales.

- Calcul de l'espacement :

Selon **RPA99V2003** l'espacement est pris égal à [1] :

$$\begin{cases} St \leq \min(10\phi_L ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St \leq 15\phi_L = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

Donc $\begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St = 15\text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.38}{0.60} = 3.96 \Rightarrow \rho = 3.75$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \times St = \frac{3.75 \times 52.96 \times 10^3}{600 \times 400} \times 100 = 82,75 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.82 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t \min}$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t \min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{t \min} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes

Tableau V.5. Les Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	RDC	Etage1.2	3.4 -ème Étages	6.5.7.8 -ème Étages	9.10 -ème Étages	11.12 -ème Étages
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
$\varnothing l_{max}(\text{cm})$	2	2	2	1.6	1.4	1.2
$\varnothing l_{min}(\text{cm})$	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
Lf(cm)	2.38	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	3.96	3.89	4.2	4.76	5.35	6.12
Pa	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5

Vu(kN)	52.96	118.21	125.24	103.72	71.83	50.43
Lr(cm)	100	100	100	80	70	60
St	10	10	10	10	10	10
Zone nodale(cm)						
St	15	15	15	15	15	15
zone courante(cm)						
A^tcal(cm²)	0.82	2.01	2.34	2.16	1.68	1.35
A^tmin(cm²) courante	3.00	2.75	2.5	2.25	1.20	1.05
A^tadopte(cm²)	4.71	3.02	3.02	3.02	2.01	2.01
Number des cadres	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

V.2.5.Vérification de stabilité de forme : (CBA 93Article B.8.4.1) [1]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$L_f = 0,7L_0 = 2,495 \text{ m}$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) (b-2) \quad ; \quad \gamma_b=1.50 \quad ; \quad \gamma_s=1.15$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{Pour } 5 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m ²)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
RDC	60×60	16.46	0.813	33.19	0.3364	2515,86	6003.24	Vérifiée

Etage1.2	55x55	13.47	0.825	30.9	0.2809	2348,53	5178.22	Vérifiée
3.4.ème étages	50x50	14.82	0.820	28.65	0.2304	1919,02	4315.43	Vérifiée
5.6.7.8ème étages	45x45	16.46	0.813	20.60	0.1849	1511,59	3366.30	Vérifiée
9.10ème étages	40x40	18.52	0.804	15.21	0.1444	746,75	2575.30	Vérifiée
11.12ème étages	35x35	21.75	0.789	13.57	0.1089	378,68	1963.53	Vérifiée

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.2.6. Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91][2]

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante
BAEL91(Article A. 5. 1)[2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement,

V_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime,

b : Largeur de la section du poteau,

d : Hauteur utile de la section du poteau.

- Selon **BAEL99(Article A. 5. 1)[2]**: Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

- Selon **RPA99 v 2003 [4]**:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \rightarrow \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \rightarrow \text{Si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \lambda: \text{L'élanement du poteau}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	I_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Obs
RDC	3600	2.38	3.96	0.04	57	52.96	0.154	1	Vérifiée
Etage1.2	3025	2.142	3.89	0.04	52	118.21	0.413	1	Vérifiée
3.4.ème étages	2500	2.142	4.2	0.04	47	125.24	0.532	1	Vérifiée
5.6.7.8ème étages	2025	2.142	4.76	0.04	42	103.72	0.548	1	Vérifiée
9.10ème étages	1600	2.142	5.35	0.075	37	71.83	0.485	1.875	Vérifiée
11.12ème étages	1225	2.142	6.12	0.075	32	50.43	0.450	1.875	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.7 Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

- **Longueur des crochets :**

$$L_r = 10\phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1) [4]**. La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 50\phi_{l \max} \text{ En zone III}$$

$$\phi_{l \max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow 50 \times 20 = 100 \text{ mm}$$

$$\phi_{l \max} = 16 \text{ mm} \Rightarrow 50 \times 20 = 80 \text{ mm}$$

$$\phi_{l \max} = 14 \text{ mm} \Rightarrow 50 \times 20 = 70 \text{ mm}$$

$$\phi_{l \max} = 12 \text{ mm} \Rightarrow 50 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

V.2.8 Détermination de la zone nodale :

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est

très exposé au risque du cisaillement. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (**selon le RPA99/2003**).

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1 ; 60\text{cm})$$

b, h : Dimensions de la section transversale du poteau

h_e : la hauteur de l'étage

h : la hauteur de la poutre principale 45cm

❖ Exemple de calcul :

RDC :

$$L = 2xh = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max (56.66; 60; 60; 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$$

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5.6.7.8	Etages 9et10	Etage 11et 12
Sections		60×60	55x55	50×50	45×45	40×40	35×35
$L'(cm)$	P. P	90	90	90	90	90	90
	P. S	70	70	70	70	70	70
$h'(cm)$		60	78	60	60	60	60

V.2.9. Schéma de ferrailage :

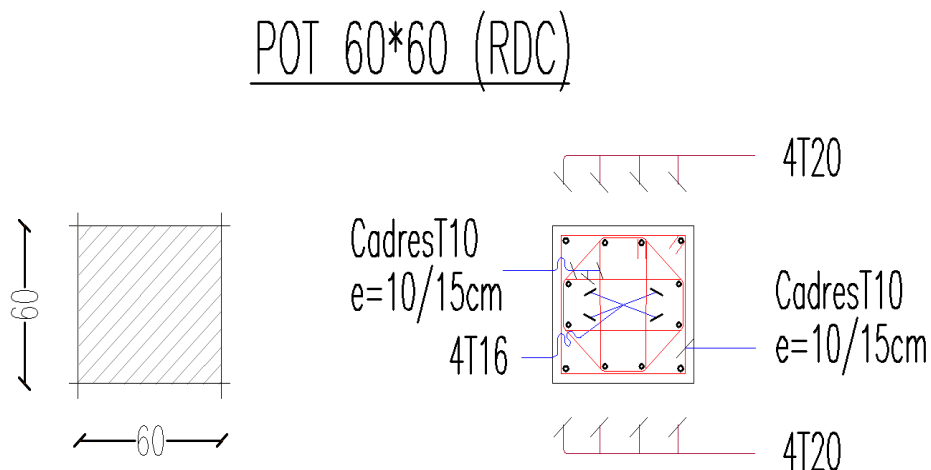


Figure.V.3. schema de ferrailage des poteaux 60x60

POT 55*55 (1ere & 2ème Etage)

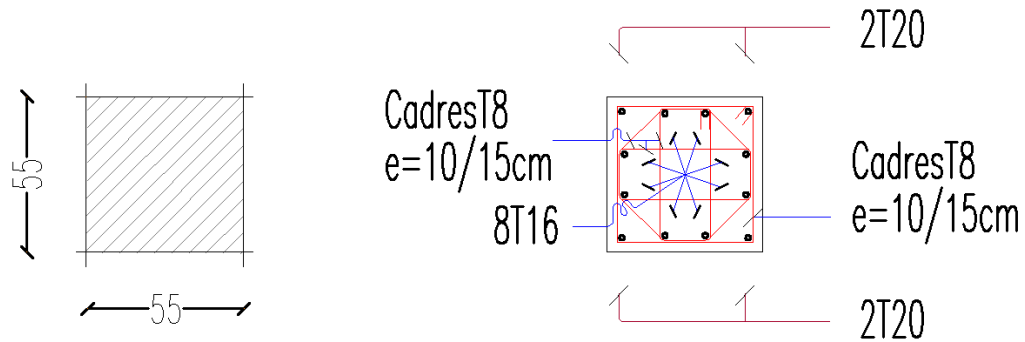


Figure.V.4. schema de ferrailage des poteaux 55x55

POT 50*50 (3ème & 4ème Etage)

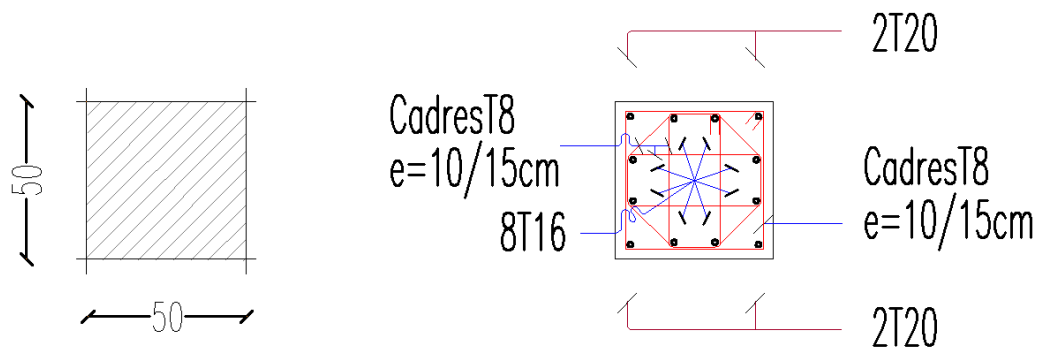


Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux 50x50

POT 45*45 (5ème+6ème+7ème+8ème Etage)

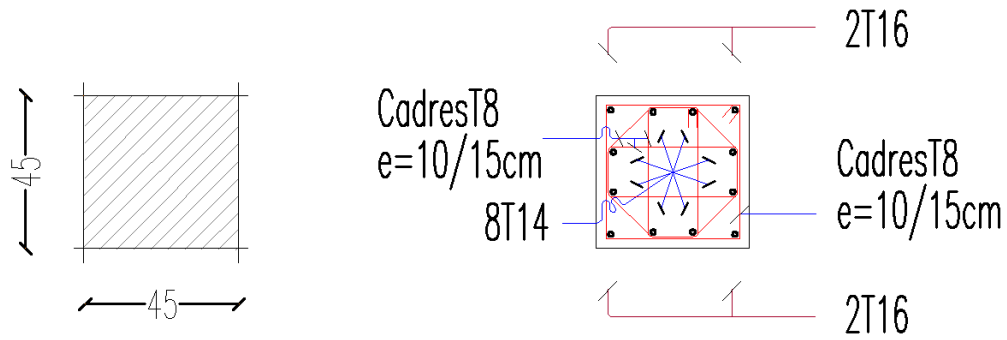


Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poteaux 45x45

POT 40*40 (9ème & 10ème Etage)

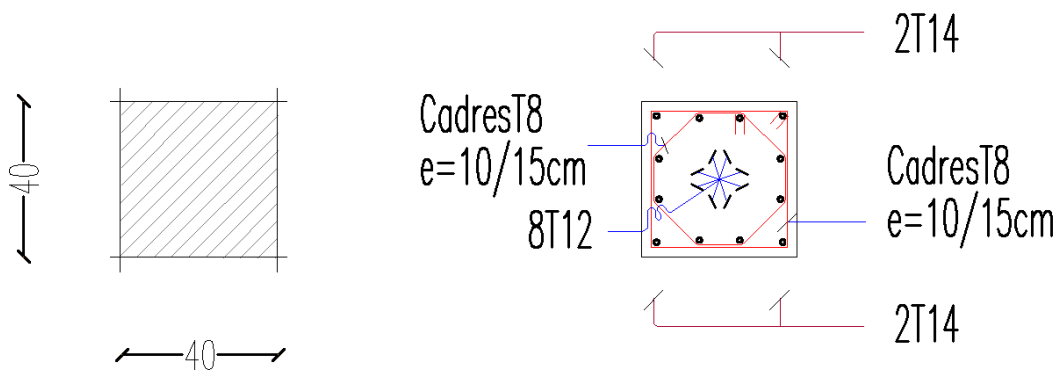


Figure.V.7. Schéma de ferrailage des poteaux 40x40

POT 35*35(11ème & 12ème Etage)

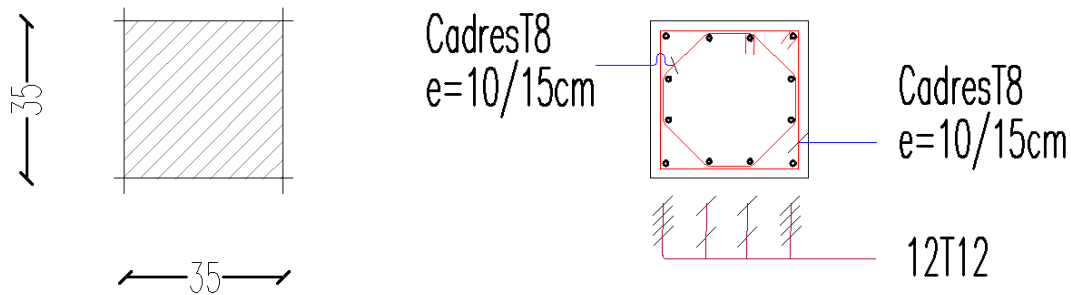


Figure.V.8. Schéma de ferrailage des poteaux 35x35

V.3. LES 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'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

V.3.1. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91 : (situation durable)**
 - ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- Selon le **R.P.A 99 : (situation accidentelle)**
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8 G \pm E$

V.3.2. Recommandations :

- **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section du béton en zone courante.
- 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone III.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section entravée au moins égale la moitié de la section sur appui.

• **Armatures transversales : RPA99/2003(Art7.5.2.2)[1] :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% s_t \times h$

Avec

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \geq \frac{h}{4} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

Remarque :

La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm d'un appui ou de l'encastrement

V.3.3 Sollicitations ferraillements des poutres :

✓ **Sollicitations des poutres :**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS.

Tableau.V.9 : Les sollicitations de la poutre principale la plus sollicitée.

Section	ELU(KN.m)		ELS(KN.m)		G+Q+E(KN.m)		0.8G+E(KN.m)	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
30x45	45.92	-90.67	33.65	-66.64	69.93	-115.6	68.42	-95.96

✓ **Ferraillage des poutres :**• **Armatures longitudinales**a) **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)****Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -115.68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELA) \\ M_t = 69.93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELA) \end{cases}$

• **Armatures en appui :**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 40.5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{115.68 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405^2 \times 18.48} = 0.1272 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.1272 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.1272)}) = 0.1706$$

$$z = 0.405(1 - 0.4 \times 0.1706) = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{115.68 \times 10^{-3}}{0.37 \times 400} \times 10^4 = 7.81 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{69.93 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405^2 \times 18.48} = 0.076 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.076 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.076)}) = 0.098$$

$$z = 0.405(1 - 0.4 \times 0.098) = 0.38 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{69.93 \times 10^{-3}}{0.38 \times 400} \times 10^4 = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.30 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400} = 1.467 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres

Niveau	Poutre	S (cm ²)	Local	M (KN/m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC	PP	30x45	Appuis	-115.68	6.75	7.81	6HA14= 9.24
			Travée	69.93		4.60	3HA14 = 4.62
	PS	30x35	Appuis	-55.13	5.25	4.75	6HA12 = 6.79
			Travée	45.99		3.83	3HA14= 4.62

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91}$$

Poutres principales ;

$$\phi_t \leq \min \left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right) \text{cm} = (1.2; 1.28; 3) \text{cm}$$

Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min \left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10} \right) \text{cm} = (1.2; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99/VERSION 2003

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{min}; 30\text{cm} \right)$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

V.3.4 Vérifications nécessaires :

a) Vérifications des armatures transversales :**❖ Poutres principales :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres secondaires :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t\ min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

*** Vérification a ELU :****Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Poutres principales} \\ A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$$A_{min} < A_{cal}: \text{ donc la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

b) Vérifications des contraintes tangentielles**• Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.133 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	vérification
Principales	20.92	0.172	3.33	vérifiée
Secondaires	54.05	0.57	3.33	vérifiée

D'après les résultats : on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

En appuis de rive : $A_l > \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appuis intermédiaire : $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (v_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Avec : $\gamma_s = 1$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm^2)	V_u^{max} (kN)	$M_a (\text{kn.m})$	$\frac{v_u \times \gamma_s}{f_e} (\text{cm}^2)$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (v_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) (\text{cm}^2)$	Obs
P-P	9.24	20.92	-115.68	0.52	-6.61	Vérifiée
P-S	9.24	54.05	-55.13	1.35	-3.02	Vérifiée

* **Vérification a l'ELS :**

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

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

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

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

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

Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-66.64	15.26	123831.77	8.212	15	C.V
	Travée	33.65	11.56	73488.42	5.29	15	C.V
Secondaires	Appui	-32.96	13.05	69404.25	6.19	15	C.V
	travée	25.44	9.97	42033.64	6.03	15	C.V

C) Vérification de la flèche :

D'après le CBA93 et BAEL91/99. La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- Poutre principale :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots\dots\dots CV$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.405} = 0.0076 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- Poutre secondaire :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{45}{500} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.07 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.041 \dots\dots\dots CV$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.315} = 0.0097 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

V.3.5. Schéma de ferrailage

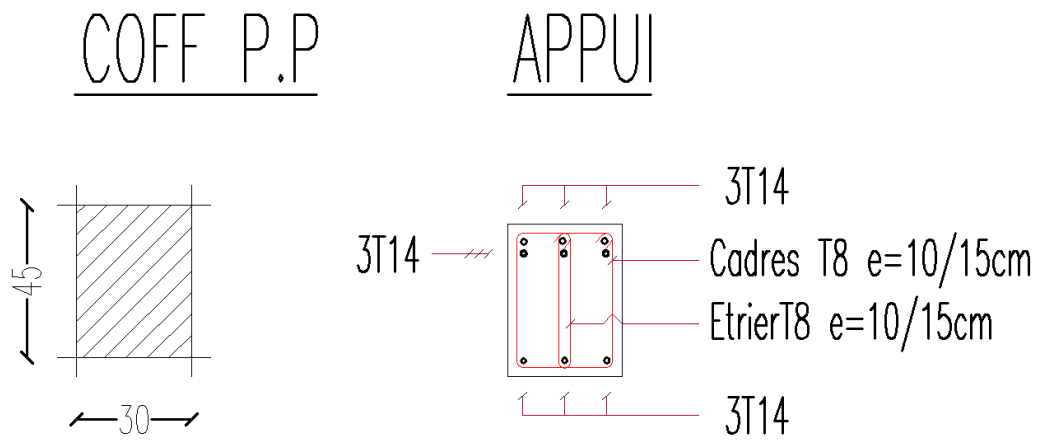


Figure.V.9. Schéma de ferrailage des potes principal 30x45

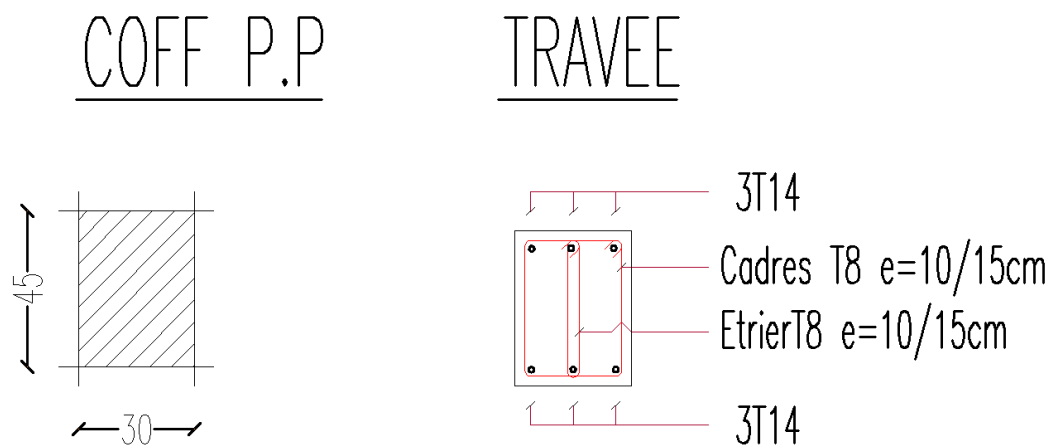


Figure.V.10. Schéma de ferrailage des poutres principal 30x45

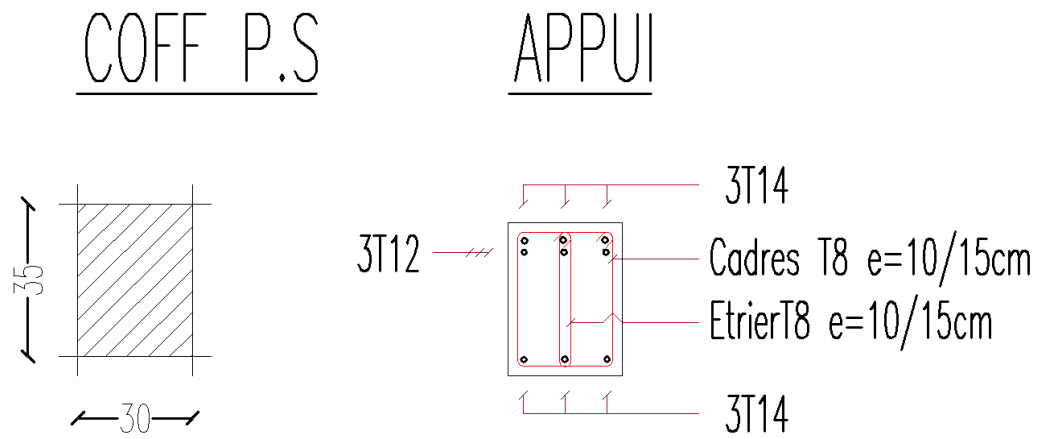


Figure.V.11 .Schéma de ferrailage des poter scendare 30x35

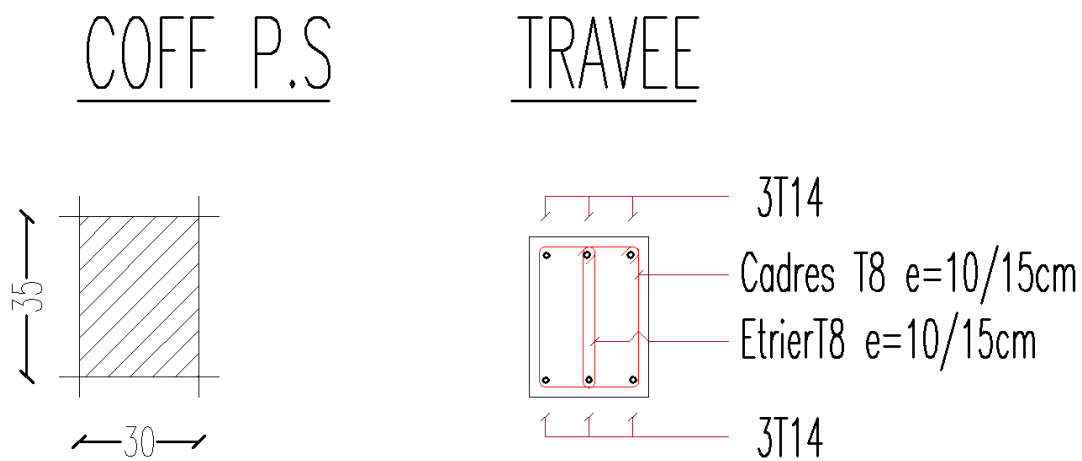


Figure.V.12.Schéma de ferrailage des poter scendare 30x35

V.4.LES VOILES

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par **le RPA99/version 2003 [1]** :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ 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).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) 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.

Règles communes :

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : (e: l'épaisseur de voile)

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [1]

V.4.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du **RPA99** pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «**ETABS**».

Disposition des voiles :

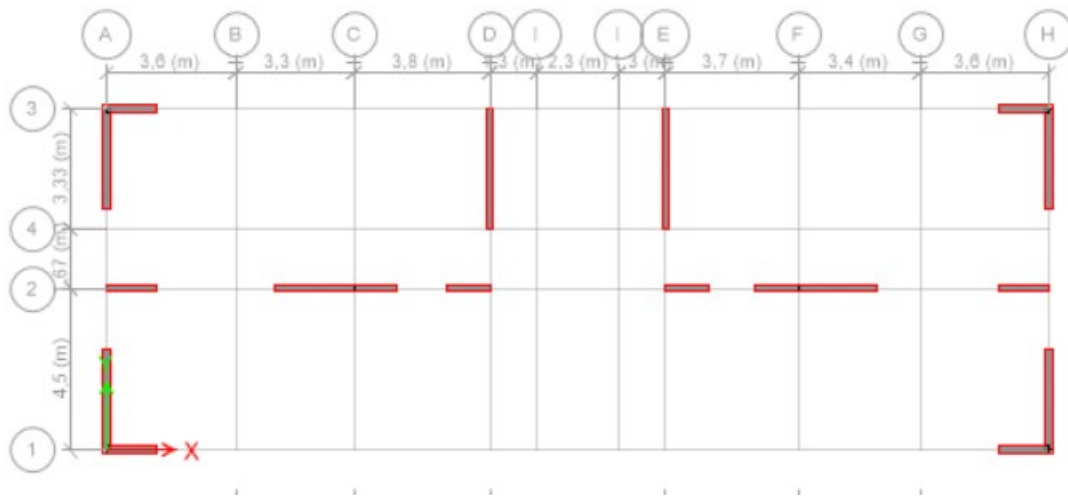


Figure V.13. Schéma de répartition des voiles 2D.

Exemple de calcul :

Sens x-x : On prend comme exemple de calcul le voile Vx1 (1.4m)

Sous les sollicitations montrées dans le tableau suivant :

Tableau.V.14 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.

Voile	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{max} (KN.m)	M _{corr} (KN)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	Vu
RDC	-1609.35	44.61	-674.71	41.95	-341.36	408.64	232.78
Etage courant	-1442.19	31.20	-183.94	257.82	1390.9	96.79	167.52
terrasse	-64.49	115.28	35.28	126.68	50.17	96.55	64.13

V.4.2. Etude de la section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considérer.

I : moment d'inertie du refond considérer.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V.4.3. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

(L= 1.40m ; H = 3.06 m ; e = 0.2 m)

On utilise la méthode des contraintes :

✓ Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = -1609.35KN ; M = 44.61 KN.m

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1609.35}{44.61} = 0.073 < \frac{h}{2} = 0.70 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (c'est entre A et A').

⇒ la section est entièrement tendue.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow I = 0.045 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1.4 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.28 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{1.4}{2} \Rightarrow y = 0.7 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{-1609.35}{0.28} + \frac{44.16 \times 0.7}{0.045}$$

$$\sigma_1 = -5.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{-1609.35}{0.28} - \frac{44.16 \times 0.7}{0.045}$$

$$\sigma_2 = -6.43 \text{ Mpa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signes négative (-) donc la section du voile est « **entièrement tendue** »

On a $f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$ et $\sigma_{max} = 6.43$

❖ **Armatures minimales de RPA 99 / version 2003 :**

➤ **La zone comprimée :**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{m}$ de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2\% \times B \leq A_{min} \leq 0.5\% \times B$$

$$5.6 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 14 \text{ cm}^2$$

➤ **La zone tendue :**

$$A_{min} \geq 0.2\% \times B$$

$$A_{min} \geq 5.6 \text{ cm}^2$$

d) Exigences de RPA 99v2003 [1] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné

Comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $0,15 \% \times B$.

$$A_{min} = 0.15\% \times 1.4 \times 0.2 = 4.2 \text{ cm}^2$$

- En zone courantes : $0,10 \%$.

$$A_{min} = 0.10\% \times 1.4 \times 0.2 = 2.8\text{cm}^2$$

• **Armatures horizontales :**

D'après le RPA 2003 [1] :

$$A_h \geq 0.15\% \times 0.2 \times 1.4 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10/ml avec : $S_t=15\text{cm}$

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au

Mètre carré soit HA8.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

BAEL 91:

$$1.4 \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 238.71 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1400} = 1.32 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow 1.32 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$

RPA99 révisé 2003 :

$$1.4 \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 238.71 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1400} = 1.32 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow 1.32 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$

V.4.4. Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{153.23 \times 10^3}{200 \times 1400 + 15 \times 24.1} = 5.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow (\text{CV})$$

Tableau V.15. Sollicitations et ferrailage du voile 'Vx1 = 1.4m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage courant	terr
Section (m ²)	0.20 × 1.4	0.20 × 1.4	0.20 × 1.4
N(KN)	-1609.35	-1442.19	-64.49
M(KN)	44.61	53.9978	115.28
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)	232.78	167.52	399.867
τ (MPa)	0.95	0.68	1.64
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A _v ^{cal} (Cm ²)	24.1	21.9	3

A_v^{min} RPA (cm ²)		4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (Cm ²)		25.13	25.13	9.05
N^{bre} /par face		8 HA20	8HA20	8HA12
St (cm)	Zone courante	15	15	15
	Zone d'extrémité	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		1.18	0.85	2.05
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)		20	20	20

Tableau V.16.Sollicitations et ferrailage du voile 'Vx2 = 1.8m dans tous les niveaux

Niveau		RDC	Etage courant	Terr
Section (m ²)		0.20 × 1.8	0.20 × 1.8	0.20 × 1.8
N(KN)		-2257.88	-2183.68	-304.06
M(KN)		7.01	-4.01	-138.16
Section		S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)		13.39	3.89	55.3
τ (MPa)		0.042	0.012	0.175
$\bar{\tau}=0.2f_c28$ (MPa)		5	5	5
A_v^{cal} (Cm ²)		28.3	27.4	5.6
A_v^{min} RPA (cm ²)		4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (Cm ²)		31.42	31.42	9.05
N^{bre} /par face		10 HA20	10HA20	8HA12
St (cm)	Zone courante	15	15	15
	Zone d'extrémité	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		0.052	0.015	0.218
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6

$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.57	1.01	1.01
$N^{bre} \text{ /par Plan}$	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20

Tableau V.17.Sollicitations et ferrailage du voile 'Vx3 = 1.2m dans tous les niveaux

Niveau		RDC	Etage courant	terr
Section (m ²)		0.20 × 1.2	0.20 × 1.2	0.20 × 1.2
N(KN)		-2608.36	-2321.29	-315,99
M(KN)		25.44	18.66	-73,13
Section		S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)		260.18	5.29	68.10
τ (MPa)		1.25	0.024	0.32
$\bar{\tau}=0.2f_c28$ (MPa)		5	5	5
$A_v^{cal} \text{ (Cm}^2\text{)}$		33.2	29.4	6.5
$A_v^{min} \text{ RPA (cm}^2\text{)}$		4.2	4.2	4.2
$A_v^{adop} \text{ (Cm}^2\text{)}$		37.7	31.42	9.05
$N^{bre} \text{ /par face}$		12 HA20	10HA20	8HA12
St (cm)	Zone courante	15	15	15
	Zone d'extrémité	10	10	10
$A_h^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$		1.56	0.03	0.4
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$		0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$		1.57	1.01	1.57
$N^{bre} \text{ /par Plan}$		2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations et ferrailage du voile 'Vx1 = 2.8m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage courant	terr
Section (m ²)	0.20 × 2.8	0.20 × 2.8	0.20 × 2.8
N(KN)	-2312.46	-2118.63	-257.33
M(KN)	80.52	46.92	-143.29
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)	27.66	44.64	133.05
τ (MPa)	0.05	0.09	0.268
$\bar{\tau}=0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (Cm ²)	34.1	31	5.5
$A_v^{min}RPA$ (cm ²)	4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (Cm ²)	37.7	31.42	9.05
N^{bre} /par face	12 HA20	10HA20	8HA12
St (cm)	Zone courante	15	15
	Zone d'extrémité	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	0.062	0.11	0.335
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20

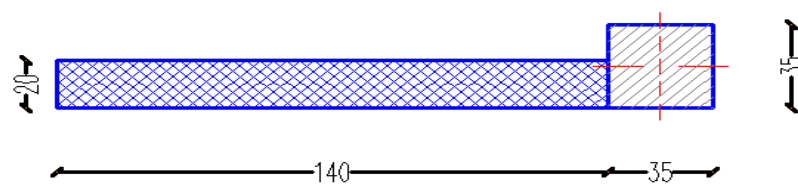
Tableau V.19.Sollicitations et ferrailage du voile 'Vy2 = 3.33m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage courant	terr
Section (m ²)	0.20 × 3.33	0.20 × 3.33	0.20 × 3.33
N(KN)	-2625.30	-947.98	-269.61
M(KN)	-209.92	1639.73	-235.84
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T

V (KN)	122.89	429.86	80.15
τ (MPa)	0.208	0.720	0.135
$\bar{\tau}=0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (Cm ²)	34.5	24.6	6.5
A_v^{minRPA} (cm ²)	4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (Cm ²)	37.7	31.42	9.05
$N^{bre}/\text{par face}$	12 HA20	10HA20	8HA12
St (cm)	Zone courante	15	15
	Zone d'extrémité	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	0.26	0.9	0.168
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01
$N^{bre}/\text{par Plan}$	2HA10	2HA10	2HA8
St (cm)	20	20	20

V.4.5. Schéma du ferrailage

COFF V1(11ème & 12ème Etage)



FERR-V1(11ème & 12ème Etage)

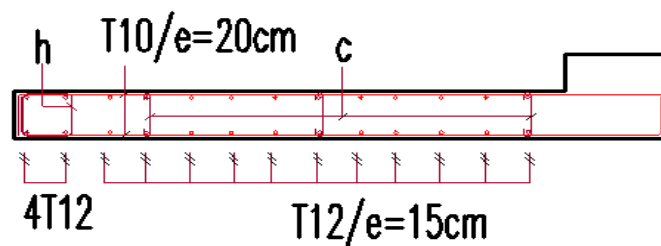


Figure.V.14. Schéma de ferrailage de du voile Vx1 (11ème-12ème)

V.5.CONCLUSION:

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99/2003 qui prend en considération la totalité des charges sismiques ainsi que les charges d'exploitations. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



CHAPITER VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des Efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ❖ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- ❖ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ❖ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux Sollicitations extérieures, en :

A. Fondations superficielles : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles Sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

B. Fondations profondes : utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

VI.2. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui

Nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné

Une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

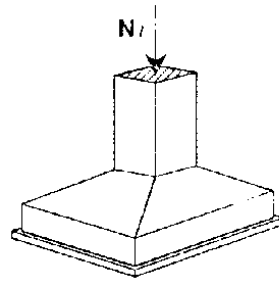
Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI.3.1. Vérification de semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même

Rapport qu'a et b: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ Avec $a=60\text{cm}$; $b=60\text{cm}$; $\frac{a}{b}=1$



On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \text{ Soit :}$$

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

$$N_{ser} = 48002.76 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{48002.76}{0.20} = 240.01 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_d} \leq 50\%$$

: Section des semelles filant, avec $S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

S_d : Section du bâtiment

$$\frac{240.01}{249.85} = 96 \% \geq 50\%$$

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{néc} > 50\% S_{bat}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

VI.3.2. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI.3.2.1. Pré dimensionnement de radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé Le radier est considéré infiniment rigide donc on doit satisfaire les Conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures

h_r : Hauteur de la dalle

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

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm. } h_r \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

- Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: Plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après] on a :

$$\text{Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ Mpa}$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle

Donc:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5000^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 73 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 S_b}$$

$$N_u = 65902.45 \text{ KN}$$

$$L = 5 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{65902.45 \times 5 \times 1}{2 \times 249.85} = 659.42 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Surface du radier :

$$N_s = 48051.77 \text{ KN (Poids total transmis par la superstructure à l'ELS).}$$

$$Pr_{\text{radier}} = 0.6 \times 25 \times 26.3 \times 9.5 = 3747.75 \text{ KN}$$

$$N_t = 51799.52 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 259 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_b = 249.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq S_b \text{ Donc le radier débords.}$$

$$\text{Calcul du débord : } D = S_{\text{rad}} - S_b / \text{périmètre} \Rightarrow D = 0.12 \text{ m}$$

VI.3.2.2. Les Vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93 (article A.5.2.4.2) [3]**

On doit vérifier la condition suivante :

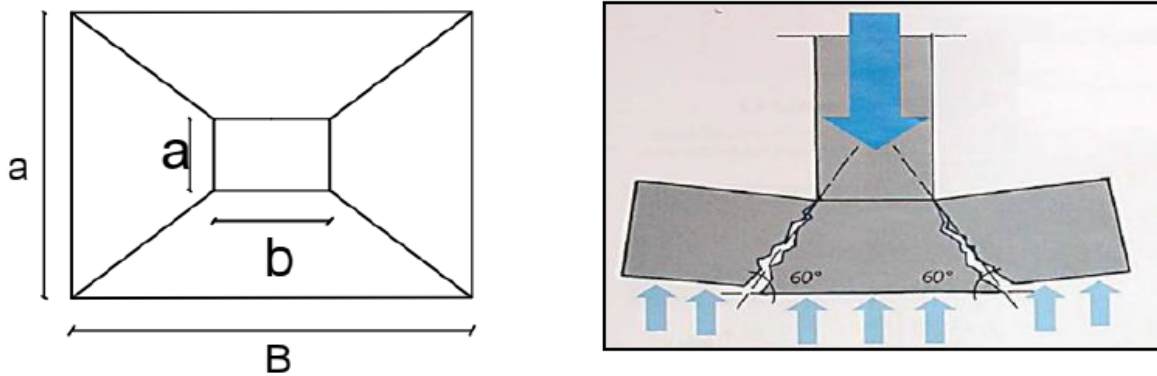


Figure.VI.1 : Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \begin{cases} A = 0.6 + 0.90 \Rightarrow A = 1.5\text{m} \\ B = 0.6 + 0.90 \Rightarrow B = 1.5\text{m} \end{cases}$$

Ce qui donne : $U_c = 6\text{ m}$

$$N_u = 1692,30\text{KN} \leq 0.045 \times 6000 \times 900 \times \frac{25}{1.5} = 4050\text{KN} \dots \text{C.V}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On a:

$$I_{xx} = 1879.08\text{ m}^4 \quad I_{yy} = 14401.5\text{ m}^4$$

$$X_g = 13.15\text{m} \quad Y_g = 4.75\text{m}$$

Dans le sens x-x :

$$N_u = 65902.45\text{ KN} \quad M_y = 3770.47\text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.257 \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens y-y :

$$N_u = 65902.45\text{ KN} \quad M_x = 2963.91\text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.261 \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 0.388 < \sigma_{sol}$$

d) Vérification de renversement : (RPA Art 10.1.5) [1] :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- Suivant x-x :

$$e = \frac{3770.47}{65902.45} = 0.057 \leq \frac{B}{4}$$

- Suivant y-y :

$$e = \frac{2963.91}{65902.45} = 0.044 \leq \frac{B}{4}$$

VI.3.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus Défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 4.9 \text{ m } l_y = 5 \text{ m}$$

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{69650.2}{249.85} = 278.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{51799.22}{249.85} = 207.32 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{l_x - 490}{l_y - 500} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [2] :

• Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u l_x^2$

• Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .
- v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9585 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 257.01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 246.34 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0, 85 M_x = 0, 85 \times 257.01 = 218.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 85 M_y = 0, 85 \times 246.34 = 209.38 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0, 5 M_x = 0, 5 \times 257.01 = 128.5 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.6 \text{ m}^2$

c) Ferrailage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=60\text{ cm} ; d=0,9h=54\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{Mpa} ; f_{t28}=2,1\text{Mpa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier

Localisation	Sens	$M_u(\text{N.m})$	$A_{ca}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Choix	St(cm)
Travée	x-x	218.45	11.7	4.84	12.06	6HA16	16
	y-y	209.38	11.02	4.80	12.06	6HA16	25
Appuis	x-x	128.5	6.80	6.52	9.24	6HA14	25
	y-y						

d) Condition de non fragilité :✓ **Travées :**

$$h = 60 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 4.84 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 4.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Appuis :**

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

$$A_{\min} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures :

$$\text{Armatures//Lx : } St = 16 < \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures//Ly : } St = 25 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [2] :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 461.46 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 455.14 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 461.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{93.70 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.850 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.75 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv}).$$

g) Vérification à L'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9585 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 191.14 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 183.20 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 162.46 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 155.72 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 95.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

h) Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15 \quad d = 54 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	XX	162.46	12.06	12.28	376587.65	269.97	201.63	C.N.V
	YY	155.72	12.06	12.28	376587.65	258.77	201.63	C.N. V
Appuis		95.57	9.24	10.92	300627.20	205.43	201.63	C.N. V

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	XX	162.46	20.11	15.28	571163.59	165.2	201.63	C.V
	YY	155.72	16.08	13.90	477372.65	196.2	201.63	C.V
Appuis		95.57	12.06	12.28	376587.65	158.81	201.63	C.V

VI.3.2.4. Ferrailage des nervures :

a) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifiée 99**) [2]

Nous avons : $M_0 = \frac{pL^2}{8} = 871.12 \text{ KN.m}$

- ✓ En travée $M_t = 0.85M_0$
- ✓ Sur appuis $M_{app} = 0.50M_0$

b) Calcul des armatures :

$b=60\text{cm}$; $h= 120 \text{ cm}$; $L=5.00 \text{ m}$.

Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.

	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	740.45	19.3	10HA16	20.11
Appuis	435.56	11.2	10HA12	11.31

c) Vérification des contraintes à l'E.L. S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	550.69	20.11	4,82	15	272.66	201.63	C.N. V
Appuis	323.93	11.31	3,61	15	282.414	201.63	C. N. V

Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification	Choix
Travée	550.69	30.16	5.65	15	188.63	201.63	Vérifiée	15HA16
Appuis	323.93	17.75	3.17	15	191.86	201.63	Vérifiée	15HA16+5HA14

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que $\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})=2.5\text{MPa}$

Avec $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{278.76 \times 5}{2} = 696.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{696.67 \times 10^3}{600 \times 1080} = 1.075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

e) Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99[2] :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.40\text{MPa} \end{cases}$$

RPA99 version 2003[1] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 2,4\text{cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 1.075 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$; $b = 60 \text{ cm}$.

Nous trouvons :

$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

f) Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la Section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces Armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute Adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

Nous optons $4T14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

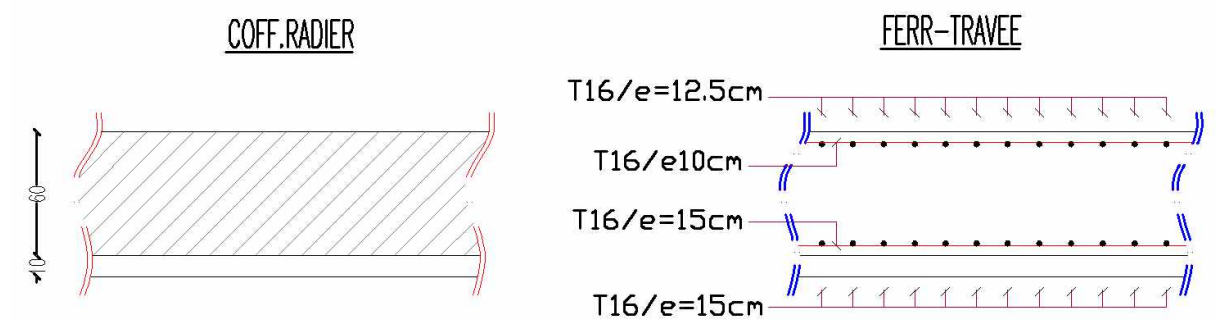


Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier en travée

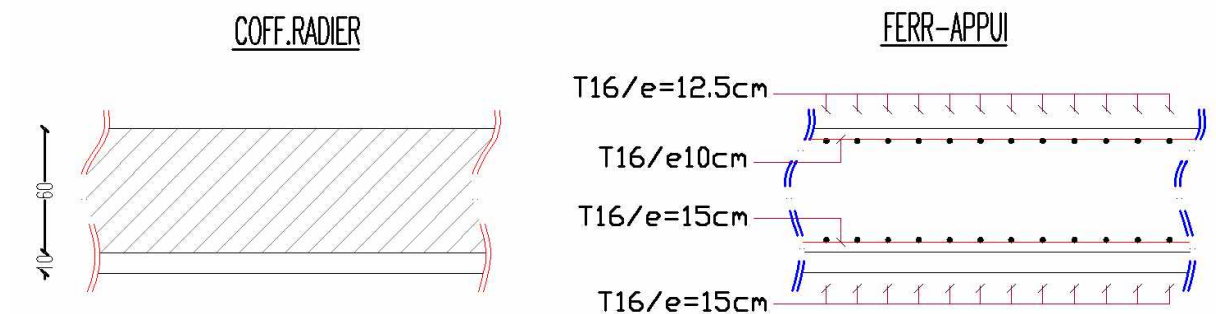


Figure.VI. 3 : Schéma de ferrailage de radier en appui

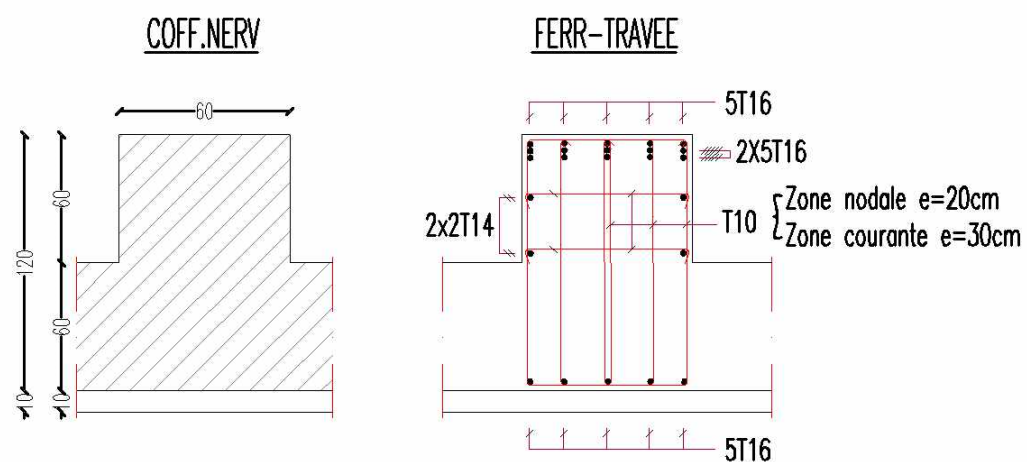


Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage des nervures en travée

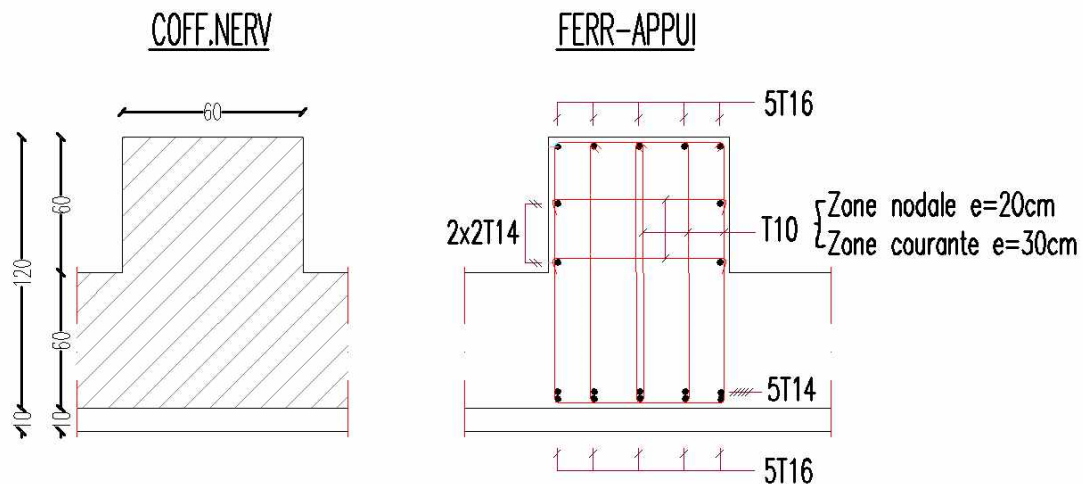


Figure.VI. 5 : Schéma de ferrailage des nervures en appui

VI.4. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres, Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le RPA99 /2003, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

Hauteur du mur : $h_e = 3.4 - 0,6 = 2,8\text{m}$

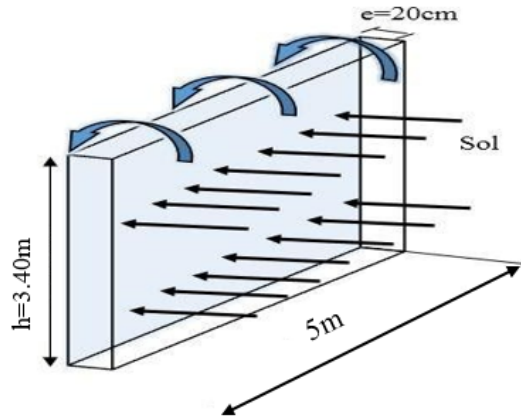
$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{280}{25} = 11.2\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur $e = 20\text{ cm}$.

VI.4.1. Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

- Hauteur $h=3.4\text{m}$
- Longueur $L=5\text{m}$
- Épaisseur $e=20\text{ cm}$



Figures VI.6 : Schéma du voile périphérique

VI.4.2. Caractéristiques géotechniques du sol (hypothèse de calcul) :

- L'angle de frottement interne : $\varphi=35$
- Poids volumique des terres humide : 25KN/m^3

VI.4.3. Calcul des contraintes :

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

a) Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 25 \times 3.4 \times tg^2 \times \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right)$$

$$G = 23.034 \text{KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle :

$$Q = q \times tg^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \times \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 2.7 \text{KN/m}^2$$

VI.4.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations :

a) A L'ELU :

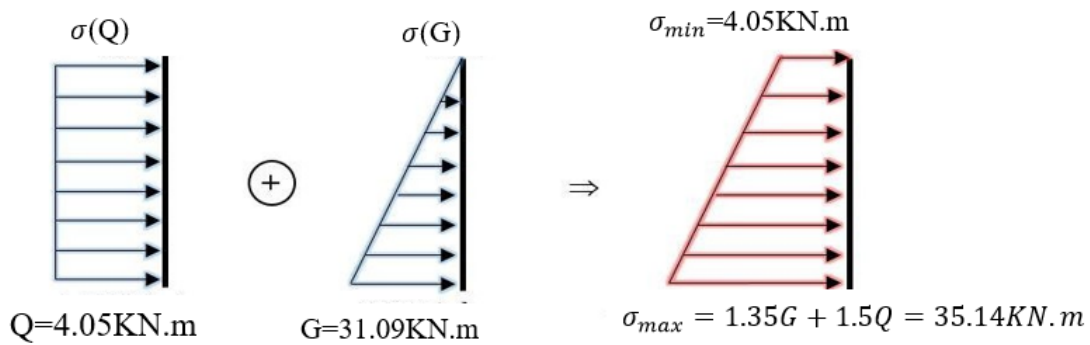


Figure VI.7 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.36\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 27.36\text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{5} = 0.68\text{m} > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux direction.}$$

$$\text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \text{Donc : } \begin{cases} \mu_x = 0.070 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 22.139\text{KN.m} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 8.93\text{N.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 22.139\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 8.93\text{KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 11.096\text{KN.}$$

➤ **En travée :**

❖ **Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 22.139\text{KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.069 \Rightarrow 0.0081 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.089 \\ Z = 0.144\text{m} \\ A_t^x = 4.41\text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Sens-y-y :**

$$\begin{cases} M_{ty} = 8.93 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.027 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.034 \\ Z = 0.147 \text{ m} \\ A^y_t = 1.74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Aux appuis :**

❖ **Sens (x-x et y-y)**

$$\begin{cases} M_{tx} = 11.069 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.035 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \\ \alpha = 0.044 \\ Z = 0.147 \text{ m} \\ A^x_a = 2.16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

❖ **Sens x-x :**

$$A^x_{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times h = 0.0008 \left(\frac{3-0.68}{2} \right) 1000 \times 20 = 1.856 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sens-y-y :**

$$A^y_{min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1000 \times 200 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Aux appuis :**

❖ **Sens (x-x et y-y)**

$$A^x_{min} = A^y_{min} = 0.23 b \times h \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A^x_{rpa} = 0.1\% \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$$

Espacement :

Armatures // Lx : St=20cm ≤ min (2e, 25 cm) = 25cm

Armatures // Ly : St=25cm ≤ min (3e, 33 cm) = 33cm

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7 : Résultats du ferrailage.

Sens	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée x-x	22.139	0.069	0.089	0.144	4.41	1.81	6.79
Travée y-y	8.39	0.027	0.034	0.147	1.74	1.81	3.14
Appuis	11.069	0.035	0.044	0.197	2.16	1.81	6.79

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} < \overline{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{27.36 \times 3.4}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 3.4^4} = 38.3 \text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{26.36 \times 5}{2} \times \frac{3.4^4}{5^4 + 3.4^4} = 12.048 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.24 \text{MPa} \leq 0.7/\gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

b) ELS :

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \text{Donc : } \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times q_u \times L_x^2 = 22.139 \text{KN.m} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 8.93 \text{N.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 22.139 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 8.93 \text{KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 11.096 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tableau.VI. 8 : Vérification des contraintes

		M_t	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	15.050	6.79	4.6	14176.05	4.88	CV	$164 < 201.6$
	(y-y)	7.41	3.14	3.31	12140.31	2.02	CV	$107 < 201.6$
Appuis		8.77	6.79	4.6	14176.05	2.74	CV	$128 < 201.6$

VI.4.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

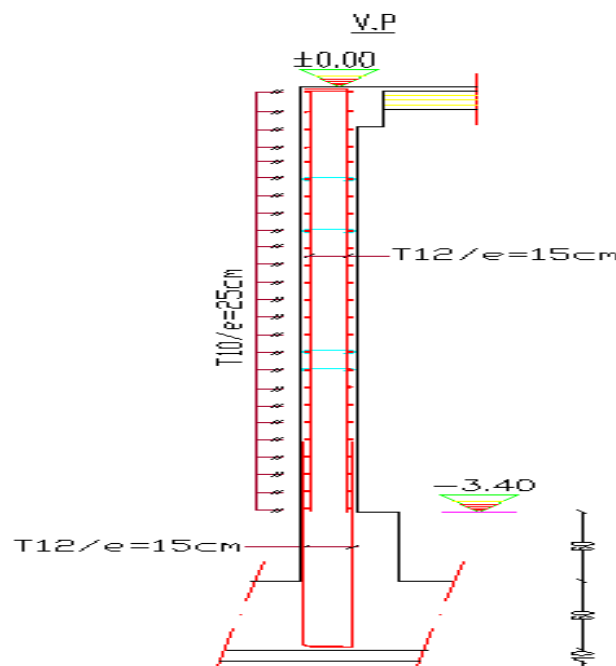


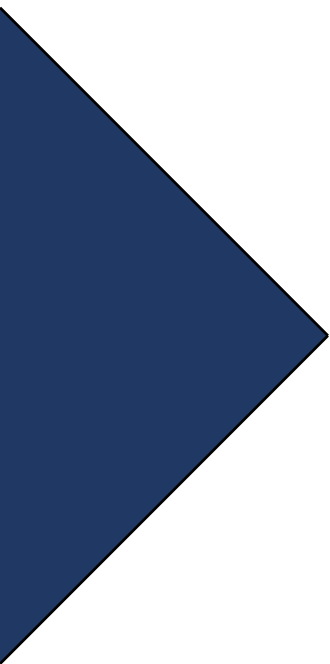
Figure VI .8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.5. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Cette solution nous a permis de vérifier notre structure avec radier débordant qui a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile a été calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE:

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a aidée à mieux approfondir dans notre domaine ,connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de fort sismicité III. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul « ETAPS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes.

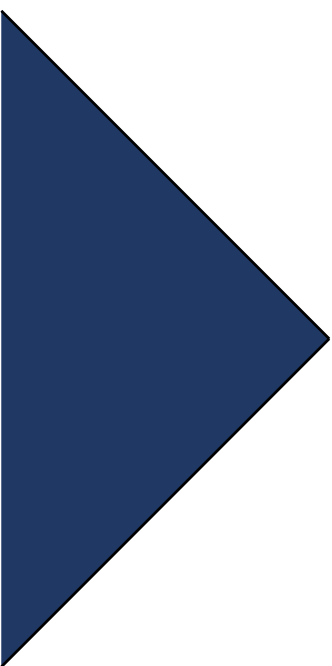
Après cette étude on peut conclure que :

- ✓ La bonne stabilité des bâtiments dépend de leurs fondations
- ✓ La bonne disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures
- ✓ L'estimation des quantités du béton et d'acier est obligatoire comme il est nécessaire de garantir une meilleure qualité des matériaux
- ✓ Il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes, et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Enfin, nous, espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

RÉFÉRENCES :

- [1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003
- [2] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [4] Document technique réglementaire DTR B C 2 48



ANNEXE

ANNEXE 1: Section en cm² de N armature ϕ en mm

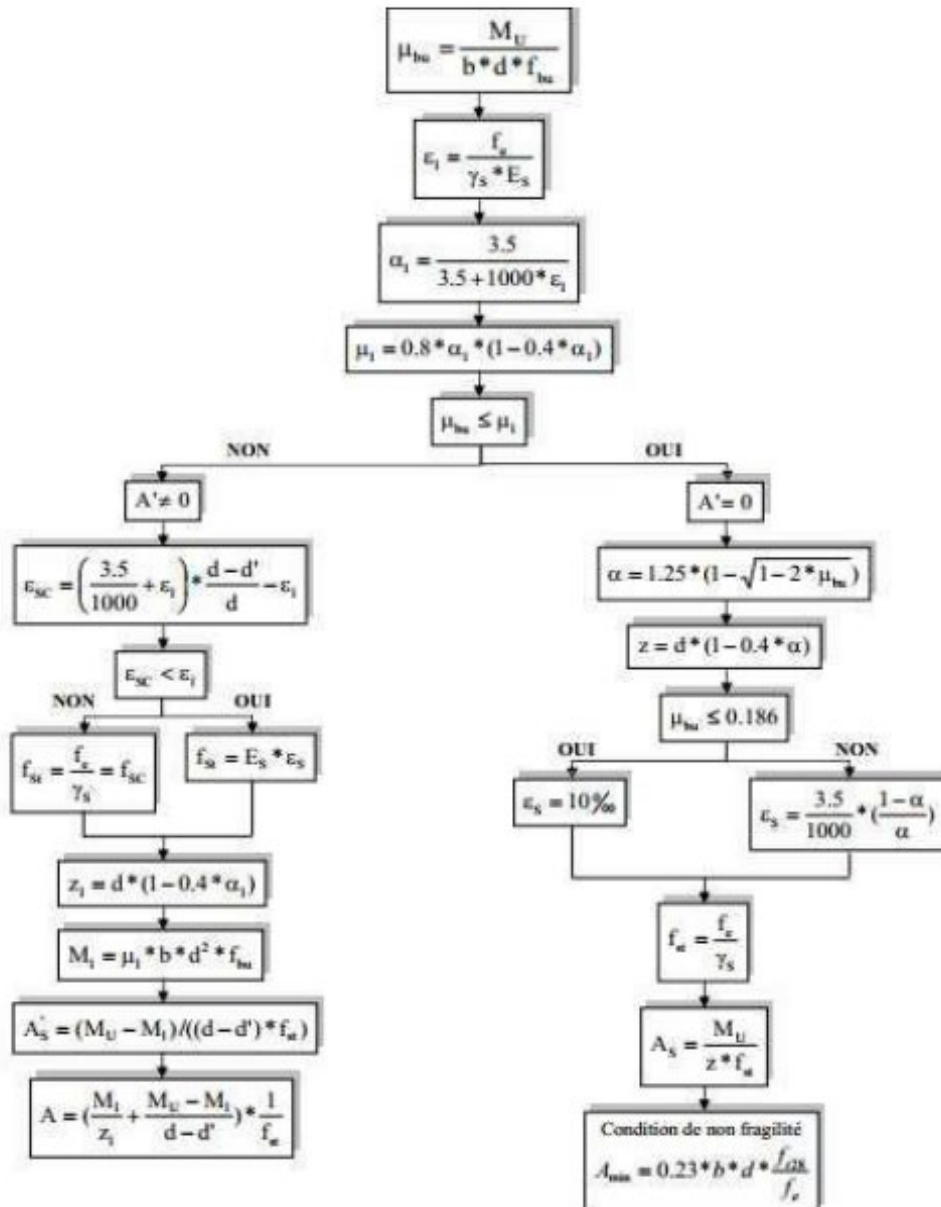
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $V = 0$		ELS $V = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Flexion simple: Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



ANNEXE 4

Performances & Raffinement

Ligne Building

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine BK x TK x HK	Passage libre de porte BT x HT	Dimensions de gaine BS x TS	Profondeur de cuvette (2) HSG
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320
	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
1600 21 pers.	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320
	6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400