



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaia

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Structure

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+9+sous-sol) en
béton armé contreventé par des voiles
porteurs**

Réalisé par :

HASSAIM Yaakoub

BRIKI Samia

Encadré par :

M : GUENOUNOU KAhina

Membre des jury :

Mr : SADAOUI

M : AZIROU

Année universitaire :2022/2023

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terminer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Guenounou kahina

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicace :

*Je dédie ce travail avec mes vœux de réussite, de prospérité
et de bonheur,*

*A mes chères parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour,
leur tendresse, leur*

Soutien et leur prière tout au long de mes études,

*A mes chères sœurs (Dahbia, Nawal, Dibia), A mon ange
Aya, et mes chers frère (Bouziad, chérif)*

*A mon fiancé Amine merci de votre soutien, chacun en son
nom pour leurs encouragements permanents, et leur soutien
moral, A mes chère amies (Drifa, Fatma, Mira, Nabila)*

*Aucune dédicace ne peut exprimer mon amour et ma
gratitude.*

*A mon binôme yaakoub Merci de votre patience et d'avoir
pris la peine de compléter ce mémoire.*

*A tous ceux et celles que j'aime de près comme de loin. et à
tous ceux qui m'ont soutenu.*

BRIKI Samia

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail avec mes vœux de réussite, de prospérité et de bonheur ;

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs et mon cher frère, chacun en son nom pour leurs encouragements permanents, et leurs soutien moral,

A mes neveux et nièces chacun en son nom pour leurs intelligences et innocences ;

A ma binôme Samia Merci de ta patience et d'avoir pris la peine de compléter ce mémoire ;

A mes amis et camarades merci de m'aider et faciliter mes études et mon travail,

HASSAIM Yaakoub

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicace

Symboles et notations

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERAL	1
INTRODUCTION GENERAL :	2
CHAPITRE I GENERALITES	4
I.1. INTRODUCTION.....	5
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	5
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE.....	5
I.4. PRESENTATION DE LA STRUCTURE	6
I.5. CARACTERISTIQUES DU SOL	6
I.6. USAGE DU BATIMENT.....	6
I.7. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	7
I.7.1. Le béton	7
I.7.2. L'acier.....	9
I.8. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES	10
I.9. CONCLUSION.....	10
CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT.....	12
II.1. INTRODUCTION :	13
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS :	13
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :	13
II.2.2. Les dalles pleines :	15
II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LES PLANCHERS :	18
II.3.1. Acrotère :.....	20
II.3.2. Les escaliers :	21
II.3.3. Poutres de chaînage :.....	24
II.3.4. Ascenseur :	24
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS :	25
II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :.....	25
II.4.2. Pré dimensionnement des voiles :	26
II.4.3. Pré dimensionnement des poteaux :.....	28
II.5. EVALUATION ET DESCENTE DE CHARGE :	28
II.5.1. Descente de charge poteau P1 « D2 » :.....	33
II.6. CONCLUSION :	39
CHAPITRE III ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE	40

III.1. INTRODUCTION :	41
III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX :	41
III.3. ETUDES DES POUTRELLES :	41
III.3.1. Méthodes forfaitaire :	41
III.3.2. Methode de caquot :	43
III.4. LES DIFFERENTES TYPES DES POUTRELLES POUR CHAQUE PLANCHER :	44
III.5. CALCUL DES SOLLICITATIONS	45
III.6. CALCUL DU FERRAILLAGE DANS LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	48
III.6.1. Ferrailage longitudinale :	48
III.6.2. Les vérifications nécessaires	50
III.6.3. Vérifications des contraintes	53
III.6.4. Vérification de la flèche :	54
III.6.5. Ferrailage de la dalle de compression :	57
III.7. ETUDE DES DALLES PLEINES	59
III.7.1. Méthode de calcul des sollicitations	59
III.7.2. Calcul de Ferrailage	60
III.8. ETUDE DE L'ASCENSEUR	65
III.8.1. Vérification à l'ELU:	66
III.8.2. Vérification à l'ELS:	67
III.8.3. Calcule du rectangle d'impact :	69
III.9. ETUDE LA POUTRE DE CHAINAGE	72
III.9.1. Ferrailage	73
III.10. ÉTUDE DES ESCALIERS	75
III.10.1. Calcul des sollicitations :	75
III.10.2. Ferrailage	79
III.11. CALCUL DE L'ACROTERE	82
III.11.1. Evaluation des charges et surcharges	82
III.11.2. Calcul des sollicitations	82
III.11.3. Ferrailage	83
CHAPITRE IV _ETUDE SISMIQUE DE L'OUVRAGE :	86
IV.1. INTRODUCTION :	87
IV.2. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL (ETABS VERSION 9.7.4):	87
IV.3. METHODE DE CALCUL	88
IV.3.1. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (Vst)	89
IV.3.2. Calcul de la période fondamentale de la structure	90
IV.3.3. Spectre de réponse de calcul	90
IV.4. DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT	91
IV.5. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DONNES PAR ETABS	
V.9.7.4	92
IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	92
IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	94
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles porteurs	95
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit	97
IV.5.5. Vérification des déplacements	97
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:	99

IV.5.7. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03	100
IV.6. CONCLUSION	101
CHAPITRE V ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	103
V.1. INTRODUCTION	104
V.2. ETUDE DES POTEAUX	104
V.2.1. LES SOLLICITATIONS	105
V.2.2. Ferrailage des poteaux	106
V.2.3. Vérifications relatives aux poteaux	109
V.2.4. Schéma de ferrailage	113
V.3. ETUDE DES POUTRES	114
V.3.1. Sollicitation et ferrailage des poutres des poutres secondaires :	115
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres des poutres principales :	117
V.3.3. Ferrailage longitudinale	119
V.3.4. Ferrailage transversale	120
V.3.5. Les Vérifications nécessaire	121
V.3.6. Vérification de la zone nodale	127
V.3.7. Conclusion	130
V.3.8. Schéma de ferrailage	130
V.4. ETUDE DES VOILES	131
V.4.1. Introduction	131
V.4.2. Calcul des voiles	133
V.4.3. Schéma du ferrailage :	142
V.4.4. Conclusion	142
CHAPITRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	143
VI.1. INTRODUCTION.....	144
VI.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION	144
VI.2.1. -Vérification des semelles isolées :	144
VI.2.2. - Vérification des semelles filantes :	145
VI.3. PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER:	147
VI.3.1. Condition de coffrage :	147
VI.3.2. Condition de rigidité :	147
VI.3.3. Condition de cisaillement :	148
VI.3.4. Vérification au poinçonnement :	148
VI.3.5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :	149
VI.3.6. Vérification des contraintes transmises au sol :	149
VI.4. FERRAILAGE DU RADIER :	153
VI.4.1. Ferrailage de l'hourdi :	153
VI.4.2. Schéma de ferrailage	158
VI.5. FERRAILAGE DES NERVURES :	158
VI.5.1. Les sollicitations des nervures :	160
VI.5.2. Ferrailage des nervures :	161
VI.5.3. Vérifications au cisaillement :	164
VI.5.4. Versifications des contraintes à L'ELS :	165
VI.6. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	169

VI.6.1. Dimensionnement	169
VI.6.2. Calcul du ferrailage	170
VI.6.3. Vérifications à l'ELU	172
VI.6.4. Vérification à L'ELS	172
VI.6.5. Vérification des contraintes	173
VI.6.6. Schéma de ferrailage	174
VI.7. CONCLUSION	174
CONCLUSION GENERALE :	176

Symboles et notations

- A :** Coefficient d'accélération de zone.
- A_{min} :** Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_{max} :** Section d'armature maximale déterminée par les règlements.
- A_t :** Armature de répartition.
- A_s :** Section d'armature longitudinal.
- b :** Largeur.
- b₀ :** Largeur de la nervure.
- CP :** Facteur de force horizontale.
- C_t :** Coefficient de période.
- D :** Facteur d'amplification dynamique.
- d :** La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures.
- d' :** La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
- e :** Epaisseur, excentricité.
- E :** Module de Young.
- E_b :** Module de déformation différée
- E_{ij} :** Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} :** Module d'élasticité diffère.
- E_s :** Module d'élasticité de l'acier.
- F :** Force sismique de niveau
- f :** Flèche
- f_e :** Limite d'élasticité de l'acier
- f_{bc} :** Contrainte de calcul
- f_{cj} :** Résistance a la compression du béton a {j} jours
- f_{tj} :** Résistance a la traction du béton a {j} jours

fc28 : Résistance caractéristique a la compression du béton a 28 jours d'âge

ft28 : Résistance caractéristique a la traction du béton a 28 jours d'âge

g : Largeur de la marche

G : Action permanente

h : Facteur de correction d'amortissement

hk : Hauteur de l'étage « k »

hn : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure

hr : L'épaisseur du radier

I_x, I_y : Moment d'inertie

K : Coefficient de raideur de sol

K0 : Coefficient de poussé

L : Longueur

L0 : La longueur de la projection horizontale de la paillasse

Le : Longueur élastique

M : Moment fléchissant

Ma : Moment en appui

Ms : Moment stabilisateur du aux charges verticales

Mt : Moment en travée

N : Effort normal

n : Nombre d'étage.

Nu : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Pk : poids total de la structure et des charges

Q : Action d'exploitation , facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

St : Espacement

T : Effort tranchant, période

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

V : Force sismique total

Vt : Forces sismiques à la base

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

W : Poids total de la structure

Wi : Poids au niveau {i}

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_d : Poids spécifique du remblai

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

s : Déformation relative

θ : Coefficient d'application

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{bc} : Contrainte du béton

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

σ_s : Contrainte d'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier

σ_m : Contrainte moyenne

σ_{sol} : Contrainte du sol

τ : Contrainte ultime de cisaillement

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

μ : Moment ultime réduit

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ν : Coefficient de poisson

λ : Elancement

Y : Position de l'axe neutre

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

I : Moment d'inertie

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

I_{fv} : Moment d'inertie fictive pour les déformations différées

Liste des figures :

FIGURE I 1 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON.	8
FIGURE I 2 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER.	9
FIGURE II 1 : SECTION D'UNE POUTRELLE.	14
FIGURE II 2 : DALLE PLEINE SUR 04 APPUIS AVEC OUVERTURE.....	15
FIGURE II 3 : DALLE PLEINE SUR 03 APPUIS (BALCON).	16
FIGURE II 4 : DALLE PLEINE SUR 02 APPUIS.	16
FIGURE II 5 : DEUX DALLES PLEINES SUR 02 APPUIS.....	17
FIGURE II 6 : ACROTERE TERRASSE INACCESSIBLE.	20
FIGURE II 7 : ESCALIER DROITE DE L'ETAGE.	22
FIGURE II 8 : DISPOSITION DES VOILES.	27
FIGURE II 9 : VUE EN PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES ET DES POTEAUX PLUS SOLLICITE.	29
FIGURE II 10 : SECTION SURFACE AFFERENTE.	29
FIGURE II 11 : SURFACE AFFERENTE DU POTEAU P2.....	36
FIGURE III 1 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRELLE TYPE 2.....	45
FIGURE III 2 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	58
FIGURE III 3 : SCHEMA DE LA DALLE PLEINE.	59
FIGURE III 4 : SCHEMA DES PANNEAUX DALLES PLEINES POUR LES DIFFERENTS PLANCHERS. ...	63
FIGURE III 5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE PANNEAU DP2, DP3, DP4.	64
FIGURE III 6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE PANNEAU DP1, DP5, DP6.....	64
FIGURE III 7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PANNEAU D7.....	64
FIGURE III 8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PLANCHER D'ASCENSEUR.	64
FIGURE III 9 : DIMENSION DE L'ASCENSEUR.....	65
FIGURE III 10 : FERRAILLAGE DE LA DALLE CAS CHARGE REPARTIE.....	68
FIGURE III 11 : ILLUSTRATION DE LA SURFACE D'IMPACT.	68
FIGURE III 12 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE CAS CHARGE CONCENTRE.....	72
FIGURE III 13 : SCHEMA STATIQUE DE POUTRE DE CHAINAGE.....	73
FIGURE III 14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.	74
FIGURE III 15 : SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER COURANT A L'ELU.	75
FIGURE III 16 : FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.	81
FIGURE III 17 : COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	82
FIGURE III 18 : SCHEMA DE FERRAILLAGE ACROTERE.....	84
FIGURE IV 1 : VUE EN 3D.....	88
FIGURE IV 2 : SPECTRE DE REPONSE.....	91
FIGURE IV 3 : DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.....	91
FIGURE V 1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DANS LES DIFFERENTS POTEAUX.....	113

FIGURE V 2 : ARMATURE TRANSVERSALE DANS LA ZONE NODALE.....	114
FIGURE V 3 : MOMENTS RESISTANTS AU NIVEAU DE LA ZONE NODALE.	127
FIGURE V 4 : SCHEMAS DE FERRAILLAGES DES POUTRES.....	131
FIGURE V 5 : VUE EN PLAN DES VOILES.....	133
FIGURE V 6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES VOILES (1.7×0.2M ²) Vx1, Vx6, Vx9 ET Vx14.	142
FIGURE V 7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE TOUS LES AUTRES VOILES Vx (1.7×0.2M ²). ERREUR !	

SIGNET NON DEFINI.

FIGURE VI 1 : SEMELLE ISOLEE.	144
FIGURE VI 2 : SEMELLE FILANTE.....	145
FIGURE VI 3 : PLAN DE REPERAGE ET MOMENTS FLECHISSANT DES BANDES SUIVANT «X».	153
FIGURE VI 4 : PLAN DE REPERAGE ET MOMENTS FLECHISSANT DES BANDES SUIVANT «Y».	154
FIGURE VI 5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA TABLE (DALLE DU RADIER).....	158
FIGURE VI 6 : PLAN DE REPERAGE DES NERVURES.	159
FIGURE VI 7 : PLAN DE REPERAGE ET MOMENTS FLECHISSANT SUR LES NERVURES A L'ELU.	159
FIGURE VI 8 : PLAN DE REPERAGE DES EFFORTS TRANCHANTS SUR LES NERVURES A L'ELU.	160
FIGURE VI 9 : SECTION DE CALCUL DE NERVURE.....	162
FIGURE VI 10 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE A SELON (Y).	168
FIGURE VI 11 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE 2 SELON (X).	169
FIGURE VI 12 POUSSEES DES TERRES SUR LES.....	170
FIGURE VI 13 DIAGRAMME DES CONTRAINTES QUI AGISSENT SUR LE VOILE PERIPHERIQUE....	170
FIGURE VI 14 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE SOUS-SOL	174

Liste des tableaux :

TABLEAU I 1 : FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.	9
TABLEAU II 1 : EVALUATION SUR TERRASSE INACCESSIBLE.	18
TABLEAU II 2 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX ETAGES COURANT ET RDC.	18
TABLEAU II 3 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT A LA DALLE PLEINE.	19
TABLEAU II 4 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX MURES EXTERIEURES.	19
TABLEAU II 5 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX MURES INTERIEURES.	19
TABLEAU II 6 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX MURS DE SEPARATION.	20
TABLEAU II 7 : DIMENSIONNEMENT D'ESCALIER.	22
TABLEAU II 8 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX VOLEES.	23
TABLEAU II 9 : EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX PALIERS.	24
TABLEAU II 10 : DIMENSIONNEMENT DES VOILES	27
TABLEAU II 11 : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.	28
TABLEAU II 12 : SURFACE DE CHAQUE NIVEAU.	30
TABLEAU II 13 : DES SURCHARGES DE CHAQUE NIVEAU.	31
TABLEAU II 14 : DEGRESSION DES SURCHARGES.	31
TABLEAU II 15 : DECENTE DES CHARGES POTEAU P1.	33
TABLEAU II 16 : L'EFFORT NORMAL NU.	37
TABLEAU II 17 : VERIFICATION A LA COMPRESSION DE TOUS LES NIVEAUX.	38
TABLEAU II 18 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT.	39
TABLEAU III 1 : DIFFERENTES TYPES DES POUTRELLES POUR CHAQUE PLANCHER.	44
TABLEAU III 2 : LES COMBINAISONS D'ACTIONS ET DES CHARGES QUI REVIENNENT SUR LE PLANCHER ET SUR LA POUTRELLE.	45
TABLEAU III 3 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU PLANCHER HABITATION.	47
TABLEAU III 4 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	47
TABLEAU III 5 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU PLANCHER COMMERCE.	47
TABLEAU III 6 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES DU PLANCHER DE SERVICE.	48
TABLEAU III 7 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES DE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	50
TABLEAU III 8 : FERRAILLAGE POUTRELLES DU PLANCHER HABITATION.	50
TABLEAU III 9 : FERRAILLAGE POUTRELLES DU PLANCHER COMMERCE.	51
TABLEAU III 10 : FERRAILLAGE POUTRELLES DU PLANCHER SERVICE.	51
TABLEAU III 11 : VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT EN TRAVEE.	52
TABLEAU III 12 : VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT EN APPUIS INTERMEDIAIRE.	52
TABLEAU III 13 : VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT EN APPUIS DE RIVE.	53
TABLEAU III 14 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	54

TABLEAU III 15 : VERIFICATIONS DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON PLANCHER COMMERCE.	54
TABLEAU III 16 : VERIFICATIONS DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON PLANCHER SERVICE	54
TABLEAU III 17 : VERIFICATIONS DE LA FLECHE POUR PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE. ...	56
TABLEAU III 18 : 18VERIFICATIONS DE LA FLECHE POUR PLANCHER COMMERCE.	57
TABLEAU III 19 : VERIFICATIONS DE LA FLECHE POUR PLANCHER SERVICE.	57
TABLEAU III 20 : FORMULES DE CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES DALLES PLEINES.	59
TABLEAU III 21 : FERRAILLAGE DE PANNEAU DP1 EN TRAVEE ET EN APPUIS.....	60
TABLEAU III 22 : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES EN TRAVEE.	61
TABLEAU III 23 : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES EN APPUIS.....	61
TABLEAU III 24 : SOLLICITATIONS ET FERRAILLAGE DANS LES DALLES.	62
TABLEAU III 25 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR CAS CHARGE REPARTIE.	66
TABLEAU III 26 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BETON.	68
TABLEAU III 27 : FERRAILLAGE DE LA DALLE CAS CHARGE CONCENTREE.....	70
TABLEAU III 28 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BETON.	72
TABLEAU III 29 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.	73
TABLEAU III 30 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BETON.	74
TABLEAU III 31 : VERIFICATION DE CONTRAINTE DE BETON EN TRAVEE.	81
TABLEAU III 32 : VERIFICATION DE CONTRAINTE DE BETON EN APPUIS.	81
TABLEAU III 33 : SOLLICITATIONS SOUS LES COMBINAISONS D'ACTION SUR L'ACROTERE 2.	83
TABLEAU III 34 : SOLLICITATIONS ET FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.	83
TABLEAU IV 1 : VALEURS DES PENALITES.	89
TABLEAU IV 2 : PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE POUR CHAQUE MODE.	92
TABLEAU IV 3 : COMMENT CHOISIR LA PERIODE DE CALCUL DE V_{MSB}	93
TABLEAU IV 4 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE.	94
TABLEAU IV 5 : VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTEURS SOUS CHARGES VERTICALES.	95
TABLEAU IV 6 : CHARGES HORIZONTALE REPRISES PAR LES PORTIQUES ET LES VOILES DANS LE SENS X-X.	96
TABLEAU IV 7 : CHARGES HORIZONTALE REPRISES PAR LES PORTIQUES ET LES VOILES DANS LE SENS.....	96
TABLEAU IV 8 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT.....	97
TABLEAU IV 9 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS (SENS X-X).	98
TABLEAU IV 10 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS (SENS Y-Y).	98
TABLEAU IV 11 : VERIFICATION A L'EFFET P- Δ	99
TABLEAU IV 12 : VERIFICATION DE L'EQUILIBRE DE LA STRUCTURE.	100
TABLEAU V 1 : ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES DANS LES POTEAUX.....	105

TABLEAU V 2 : SOLLICITATIONS SOUS DIFFERENTES COMBINAISONS DANS LES POTEAUX.....	105
TABLEAU V 3 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE CHAQUE ETAGE.	107
TABLEAU V 4 : FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES POTEAUX.....	109
TABLEAU V 5 : VERIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR CHAQUE ETAGE.	110
TABLEAU V 6 : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT A CHAQUE ETAGE.	110
TABLEAU V 7 : VERIFICATION DES CONTRAINTES LE BETON AU NIVEAU DES POTEAUX.	111
TABLEAU V 8 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT DES POTEAUX.	112
TABLEAU V 9 : LES MOMENTS FLECHISSANT ET LE FERRAILLAGE SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS.	115
TABLEAU V 10 : LES MOMENTS FLECHISSANT ET LE FERRAILLAGE SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS.	116
TABLEAU V 11 : LES MOMENTS FLECHISSANT ET LE FERRAILLAGE SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS.	117
TABLEAU V 12 : LES MOMENTS FLECHISSANT ET LE FERRAILLAGE SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS.	118
TABLEAU V 13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES POUR LES POUTRES SECONDAIRES AU MILIEU DE LA STRUCTURE (30X30 cm²).....	122
TABLEAU V 14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES POUR LES POUTRES SECONDAIRES A LA PERIPHERIE DE LA STRUCTURE (30X35 cm²).....	122
TABLEAU V 15 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES POUR LES POUTRES PRINCIPALES AU MILIEU DE LA STRUCTURE (30X40 cm²).....	123
TABLEAU V 16 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES POUR LES POUTRES PRINCIPALES A LA PERIPHERIE DE LA STRUCTURE (30X40 cm²).....	123
TABLEAU V 17 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.	124
TABLEAU V 18 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DES ACIERS.	125
TABLEAU V 19 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE DEFORMATION.	126
TABLEAU V 20 : LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX.....	127
TABLEAU V 21 : LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES SECONDAIRES.....	127
TABLEAU V 22 : LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES.	128
TABLEAU V 23 : VERIFICATION DE LA ZONE NODALE.....	128
TABLEAU V 24 : RECAPITULATION DES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX.	129
TABLEAU V 25 : REVERIFICATION DE LA ZONE NE NODALE.....	129
TABLEAU V 26 : SOLLICITATIONS DU VOILE Vx1 ET Vx6 DANS TOUS LES NIVEAUX.	135
TABLEAU V 27 : SOLLICITATIONS DU VOILE Vx9 ET Vx14 DANS TOUS LES NIVEAUX.	136
TABLEAU V 28 : SOLLICITATIONS DU TOUS LES AUTRES VOILES Vx DANS TOUS LES NIVEAUX.	136
TABLEAU V 29 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR LES VOILES Vx1 ET Vx6 (1.7×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	137
TABLEAU V 30 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR LES VOILES Vx9 ET Vx14 (1.7×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	137

TABLEAU V 31 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR TOUS LES AUTRES VOILES V _X (1.7×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	138
TABLEAU V 32 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR TOUS LES AUTRES VOILES V _X (1.1×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	138
TABLEAU V 33 : SOLLICITATIONS DU VOILE V _{Y1} ET V _{Y4} DANS TOUS LES NIVEAUX.	139
TABLEAU V 34 : SOLLICITATIONS DU VOILE V _{Y3} ET V _{Y6} DANS TOUS LES NIVEAUX.	139
TABLEAU V 35 : SOLLICITATIONS DU VOILE V _{Y2} ET V _{Y5} DANS TOUS LES NIVEAUX.	140
TABLEAU V 36 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR LES VOILES V _{Y1} ET V _{Y4} (4.3×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	140
TABLEAU V 37 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR LES VOILES V _{Y3} ET V _{Y6} (4.4×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	141
TABLEAU V 38 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE ADOPTE POUR LES VOILES V _{Y2} ET V _{Y5} (3.95×0.2 cm²) DANS TOUS LES NIVEAUX.	141
TABLEAU VI 2 : LES MOMENTS ET LES FORCES VERTICALES APPLIQUEES SUR LE RADIER.	150
TABLEAU VI 3 : LE FERRAILLAGE DE LA TABLE A L'ELU.	156
TABLEAU VI 4 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	157
TABLEAU VI 5 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DU BETON ET L'ACIER DANS L'HOURLDI (DALLE).	157
TABLEAU VI 6 : LES SOLLICITATIONS DES NERVURES SELON X.	160
TABLEAU VI 7 : LES SOLLICITATIONS DES NERVURES SELON Y.	161
TABLEAU VI 8 : FERRAILLAGE DES NERVURES DISPOSE SELON AXE (Y).	163
TABLEAU VI 9 : FERRAILLAGE DES NERVURES DISPOSE SELON AXE (X).	163
TABLEAU VI 10 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DES NERVURES DISPOSE SELON AXE (Y).	165
TABLEAU VI 11 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DES NERVURES DISPOSE SELON AXE (X).	165
TABLEAU VI 12 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES NERVURES DISPOSE SELON (X).	166
TABLEAU VI 13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES NERVURES DISPOSE SELON (Y).	166
TABLEAU VI 14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS L'ACIER DES NERVURES DISPOSE SELON (Y).	167
TABLEAU VI 15 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS L'ACIER DES NERVURES DISPOSE SELON (X).	167
TABLEAU VI 16 SECTIONS D'ARMATURES DU VOILE PERIPHERIQUE SOUS-SOL	171
TABLEAU VI 17 VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LES VOILES PERIPHERIQUES	173
TABLEAU VI 18 SECTIONS D'ARMATURES CALCULEES A L'ELS	173

Introduction général

Introduction Général :

Le développement économique dans les pays industrialisés, privilégie la construction verticale pour l'économie de l'espace, vue la démographie galopante.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone divisée en deux unités tectoniques majeures séparées, elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, intense, cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des objectifs :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (BA) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie,

Car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ❖ Souplesse d'utilisation.
- ❖ Durabilité
- ❖ Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation, commerce, service) ; implanté dans une zone sismique IIa ; comportant un sous-sol (stockage), un RDC et 3^{ème} étage pour le commerce ; 1er et 2^{ème} étage pour le service ; 4^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage pour l'habitation .et une terrasse inaccessible .qui située à la wilaya de Bouira.

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au

deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel ETAPS V9 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description du projet et la définition des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi une étude de sol (localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site).

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé constitué de(R+9) avec sous-sol à usage habitation et terrasse inaccessible. La structure est implantée à la wilaya de Bouira localisée au centre-ville sur les plaines alluviales de au nord de l'autoroute est-ouest. Cette région est classée en zone moyenne sismicité **II a** et il est classé en groupes d'usage 2(ouvrage moyenne importance) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Le bâtiment qui est réalisé à la wilaya de Bouira l'localisée au centre-ville sur les plaines alluviales de, au nord de l'autoroute est-ouest. Est un R+9 à deux façades et deux types d'escalier un ascenseur et deux type de dalle (plancher corps creux, plancher dalle pleine). En basant sur les plans de coups verticaux et horizontaux on obtient les caractéristiques géométriques suivant :

- Longueur en plan de sous-sol24, 90 m.
- Largeur en plan de sous-sol.....18 m.
- Longueur en plan de (RDC ,1 ère, 2ème, 3ème étages).....24, 90m.
- Largeur en plan de (RDC ,1ère, 2ème ,3ème, étages).....18m.
- Longueur en plan de (4ème ,5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème étages).....24,90m.
- Largeur en plan de (4ème ,5ème ,6ème, 7ème ,8ème ,9ème étages).....20,40m.
- La hauteur de sous-sol.....3,40m.
- La hauteur de RDC.....4,08m.
- La hauteur de (1ere ,2ème étages).....3,23m.
- La hauteur de 3ème étage.....4,08m.
- La hauteur de (4ème ,5ème, 6ème, 7ème, 8ème étages).....3,06m.
- La hauteur de 9ème étage2,86m.

- La hauteur totale du bâtiment façade postérieure (sans acrotère).....32,98 m.
- La hauteur totale de la façade principale (sans acrotère).....22,44m.

I.4. Présentation de la structure

Les planchers sont constitués des dalles en corps creux avec des dalles pleines pour les balcons et pour l'ascenseur.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de Quatre volées.

Selon le **RPA2003** pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité, il est indispensable d'introduire des voiles. Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

I.5. Caractéristiques du sol

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- La contrainte admissible du sol est $\sigma = 1.65$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations fixé par le sondage carotté est de l'ordre de 3m (**D=3m**).
- Les coupes géologiques montrent que le sous-sol du site est constitué essentiellement par des argiles graveleuses et graves avec présence d'alluvion par endroit.
- La classification du fascicule BE 1.2 indique, un **sol moyennement compact de 0 à 3.00 m** à partir de la cote du terrain naturel. C'est un sol facilement préparable avec une pelle mécanique.
- Les sols en place ne possèdent aucune agressivité vis à vis le sol (ex : des circulations d'eau), donc l'utilisation d'un ciment spécial n'est pas recommandée.
- D'après le RPA 2003 notre sol est classé dans la catégorie **S3** et la région de Bouira est classée dans la **zone IIa** de sismicité moyenne.

I.6. Usage du Bâtiment

Outre la cage d'escalier et la cage d'ascenseur, le RDC et le 3^{eme} étage à usage commerciales avec un sous-sol pour du stockage, le 1^{er} et 2^{eme} étages pour des service, et à partir du 4^{eme} jusqu'au dernier (9^{eme} étage) à usage d'habitation, et une terrasse inaccessible.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- **Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est : $f_{c28} = 25\text{MPA}$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

Pour j=28 jours :

f_{c28} : 25 MPA (valeur de résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours).

f_{t28} : 2.1 MPA (valeur de résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours).

- **Modules de déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$E_{vj} = (1/3).E_{ij}$ (Art A.2.1.2.1 CBA93)[2] (Module de déformation longitudinale instantanée du béton)

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ (Art A.2.1.2.2 CBA93) (Module de déformation longitudinale différé du béton)

Pour $f_{c28} = 25\text{MPA}$ On a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPA} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPA} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$ À **ELU.CBA93 (Article A.2.1.3)** [2]

$\nu = 0.2$ À **ELS**

• **Diagramme contrainte déformation :**

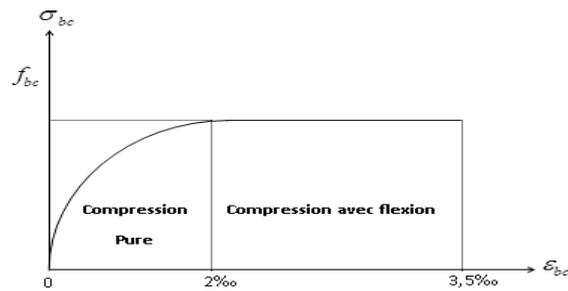


Figure I 1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.

• **Contraintes limite de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Situation accidentelle}$$

$$\gamma_b = 1,50 \rightarrow \text{Situation courante}$$

$$\theta : \text{Coefficient d'application de charge : } \begin{cases} \theta = 1 \text{ si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 \text{ si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 \text{ si } t < 1h \end{cases}$$

• **La contrainte de compression à l'ELS :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]}$$

• **Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.2.11 de BAEL91** on a : [3]

$$\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa) \square \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa) \square \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3.33Mpa \square \text{ Fissuration Peu Nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 1.17Mpa \square \text{ Fissuration Préjudiciable.}$$

I.7.2. L'acier

- **Définition:** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000MPa$

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

- **Principales armatures utilisés :**

Tableau I 1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
F_e [MPA]	215	235	400	500	500	500

- **Contrainte limite :**
- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

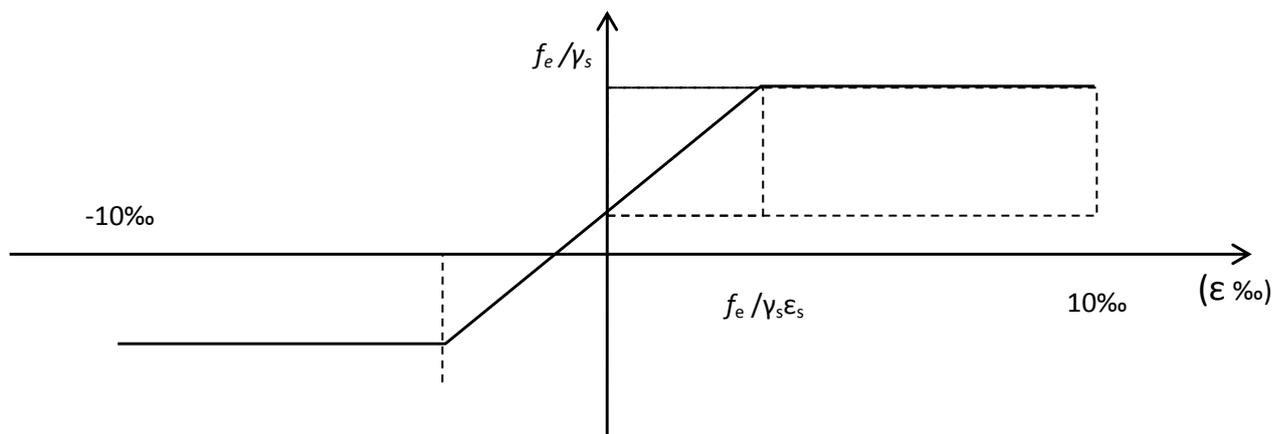


Figure I 2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 200000MPa$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348\text{MPa} & \text{.....Pour une situation courante.} \\ 400\text{MPa} & \text{.....Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.8. Règlements et normes utilisés

- RPA99/version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version99.
- DTR BC2.33.2.

I.9. Conclusion

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

$$\text{Béton} \left\{ \begin{array}{l} \text{Résistance caractéristique (} f_{c28} \text{) } 25\text{MPa} \\ \text{Contraintes limite a L'ELU:} \\ \quad \text{situation durable } 14.2\text{MPa} \\ \quad \text{situation accidentelle } 18.47\text{MPa} \\ \text{Contrainte limite a L'ELS (} \sigma_{bc} \text{) } 15\text{MPa} \end{array} \right.$$

Acier	{	Limite d'élasticité (f_e) 400MPa
		Module d'élasticité 2×10^5 MPa
		Contraintes calcul a L'ELU:
		situation durable 400MPa
		situation accidentelle 348MPa
		Contrainte a L'ELS: FN 240MPa
		FTN 176MPa

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (en fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elle dépend aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes qui imposent des frais importants.
- Des échéances imposées par le maitre d'ouvrage

Chapitre II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

En construction le pré dimensionnement est l'étape qui consiste à donner les dimensions des différents éléments, ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99 / VERSION 2003
- BAEL 91 MODIFIE 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes Et Charges d'exploitations

Les résultats obtenu sont variables, ils peuvent être changé lors des vérifications par l'étape de dimensionnement .

II.2. Pré dimensionnement des éléments résistants :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plate-forme qui sert à séparer deux niveaux d'un bâtiment horizontalement, et être compatible avec les charges et les surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

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

- Terrasse non accessible : $Q = 1.00 \text{ KN} / m^2$.
- Plancher étage d'habitation : $Q = 1.50 \text{ KN} / m^2$.
- Plancher étage du service : $Q = 2.50 \text{ KN} / m^2$.
- Plancher étage commercial : $Q = 5 \text{ KN} / m^2$.
- Plancher à usage du stock : $Q = 6 \text{ KN} / m^2$.

Selon le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour les étages à usage d'habitation et service.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et l'ascenseur.

II.2.1.1. Plancher à corps creux :

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

- Le pré dimensionnement se fait par une satisfaction de condition de la flèche donnée par le **CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)** :

$$h_t \geq \frac{\min(L_x \max, L_y \max)}{22.5} = \frac{3.2}{22.5} = 0.14 \text{ m}$$

L : Longueur maximal entre nu d'appui.

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

- **La condition acoustique :**

L'isolation acoustique exige une épaisseur minimale du plancher de 16 cm .

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

- 16 cm c'est la hauteur du corps creux.
- 4 cm c'est l'épaisseur de la dalle de compression.

II.2.1.2. Poutrelles :

➤ Définition :

une poutrelle désigne une petite poutre préfabriquée ou coulée sur place en béton armé ou précontraint en forme de T, désigne un élément porteur d'un plancher en béton, utilisé pour servir au coulage de béton permettant de créer une dalle de compression.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ Dimensionnement des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait selon

CBA 93 (A.4.1.3) :

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) * h_t = (8 \text{ à } 16).$$

On adopte $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

- L_x : c'est la distance entre nus des poutrelles ($L_x = 55 \text{ cm.}$)

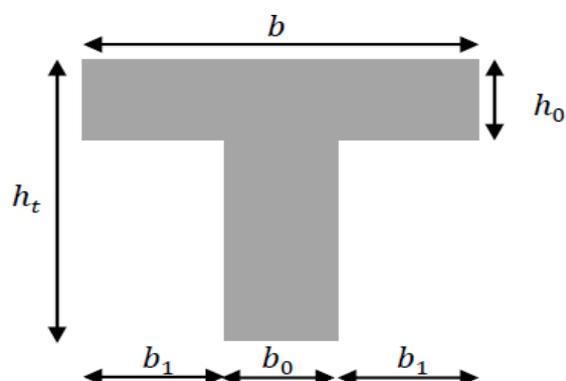


Figure II 1 : section d'une poutrelle.

- L_y : c'est la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires
($L_y = 315$ cm).

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{315}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } b_1 = 27 \text{ cm.}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b = 2 * 27 + 10$$

$$\text{Soit : } b = 64 \text{ cm.}$$

II.2.2. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un plancher en béton armé avec ou sans continuité et nervures coulé sur place, repose sur 1,2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur de la dalle se dimensionner suivant deux critères :

❖ Critère de résistance :

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis.

Avec $r < 0.4$

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis et trois appuis.

Avec $r \geq 0.4$

$$r = \frac{L_x}{L_y}$$

❖ critère de coupe-feu :

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

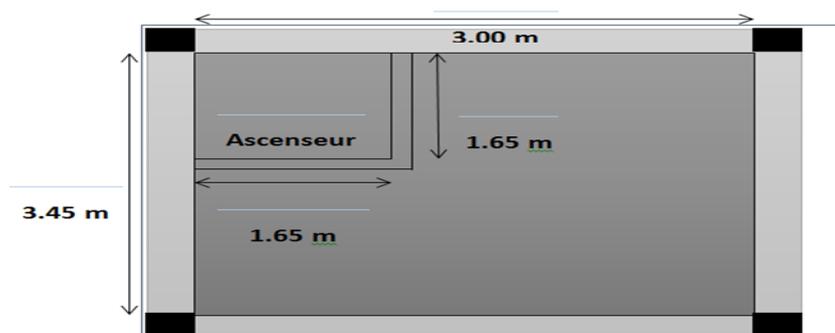


Figure II 2 : Dalle pleine sur 04 appuis avec ouverture.

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

La dalle repose sur quatre appuis avec une ouverture pour l'ascenseur, a une portée égale à $L_x = 3.00$ m.

$$r = 0.82 > 0.4$$

$$\text{Donc : } \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \quad \longrightarrow \quad 6.67 \leq e \leq 7.5$$

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

On adopte : $e_p = 12$ cm

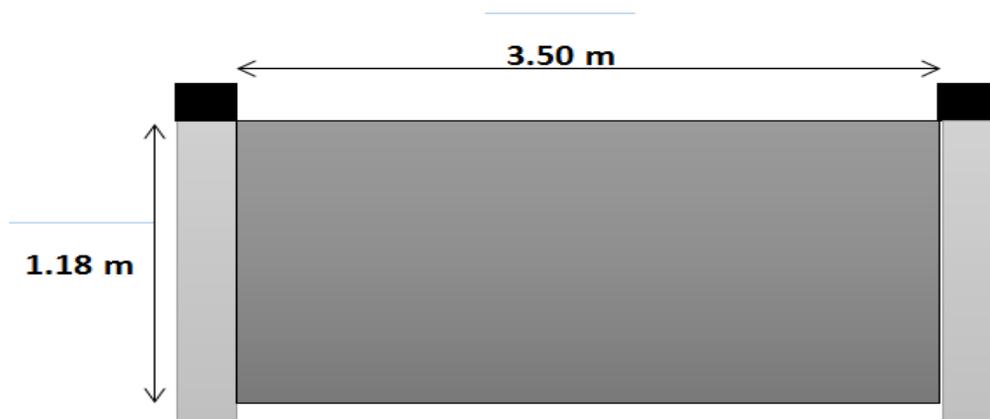


Figure II 3 : Dalle pleine sur 03 appuis (balcon).

$$L_x = 118 \text{ cm.}$$

$$r = 0.39 < 0.4 : \frac{118}{35} \leq e \leq \frac{118}{30} \quad \longrightarrow \quad 3.37 \text{ cm} \leq e \leq 3.93 \text{ cm.}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est plus défavorable, alors on adopte une dalle avec : $e_p = 12$ cm.

2)

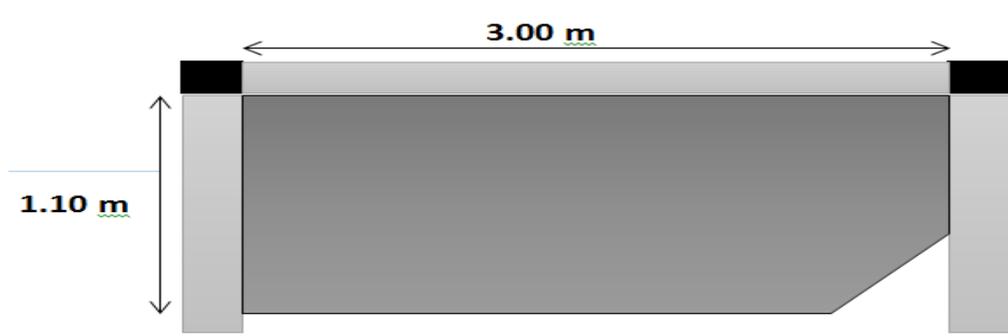


Figure II 4 : Dalle pleine sur 02 appuis.

$$L_x = 110 \text{ cm.}$$

$$r=0.31 < 0.4 : \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \quad \longrightarrow \quad 3.14 \text{ cm} \leq e \leq 3.67 \text{ cm.}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est plus défavorable, alors on adopte une dalle avec : $e_p = 12 \text{ cm}$.

- dalles pleine sur 02 appuis (balcons) :

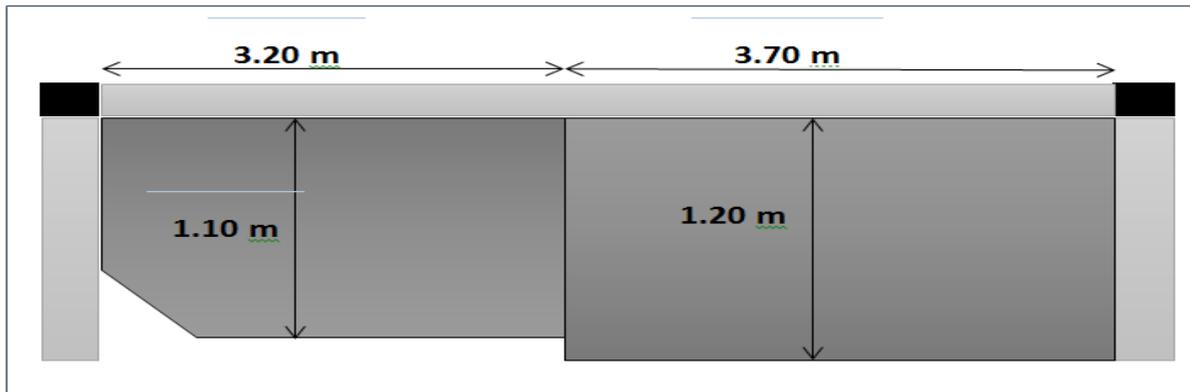


Figure II 5 : Deux dalles pleines sur 02 appuis.

On a : $L_{x1} = 110 \text{ cm}$.

$$r=0.34 < 0.4 : \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \quad \longrightarrow \quad 3.14 \text{ cm} \leq e \leq 3.67 \text{ cm.}$$

Pour : $L_{x2} = 120 \text{ cm}$.

$$r=0.32 < 0.4 : \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \quad \longrightarrow \quad 3.43 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm.}$$

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

On adopte pour les deux dalles une épaisseur : $e_p = 12 \text{ cm}$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II 1 : Evaluation sur terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.80
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	8	22	1.76
Isolation thermique	4	4	0.16
Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanente totale			G = 5.84
Charge d'exploitation			Q = 1

- ❖ Plancher étage courant, RDC :

Tableau II 2 : Evaluation des charges revenant aux étages courant et RDC.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelages collés	1	20	0.20
Chappe en mortier de ciment	5	20	1
Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Brique creuse	10	/	0.90
Charge permanente totale			G = 5.1

❖ Dalles pleines

Tableau II 3 : Evaluation des charges revenant à la dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelages collés	1	20	0.20
Chappe en mortier de ciment	5	20	1
Dalle pleine	12	25	3
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Brique creuse	10	/	0.90
Charge permanente totale			G = 5.25
Charge d'exploitation balcon			Q = 3.5
Charge d'exploitation ascenseur			Q = 2.5

❖ Murs extérieures :

Tableau II 4 : Evaluation des charges revenant aux murs extérieures.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	20	0.40
Brique creuse	15	9	1.35
L'âme d'aire	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 2.85

❖ Murs intérieures :

Tableau II 5 : Evaluation des charges revenant aux murs intérieures.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanente totale			G = 1.2

❖ Murs de séparation entre les logements :

Tableau II 6 : Evaluation des charges revenant aux murs de séparation.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Brique creuse	20	9	1.8
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanente totale			G = 2.1

II.3.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire non structural situé au contour du plancher de la terrasse, pour but d'empêcher l'infiltration d'eau pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ainsi qu'un rôle de garde du corps pour les cas d'une terrasse inaccessible.

L'acrotère est considérée comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G) et une force latérale due à l'effet sismique, avec une surcharge horizontale (Q).

❖ poids propre de l'acrotère :

G = poids propre de l'acrotère par mètre linéaire (ml).

S = surface de l'acrotère.

$$G = \gamma_b * S_{acrotère}$$

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.1 * 0.05) / 2 + (0.1 * 0.05) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 * 0.0675 = 1.688 \text{ KN/ml.}$$

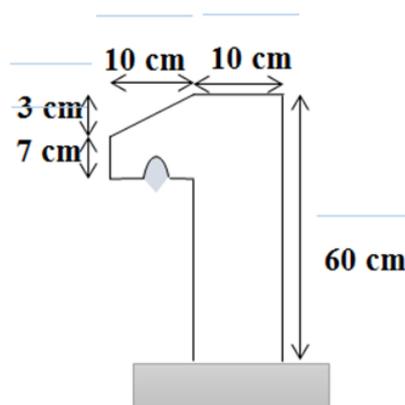


Figure II 6 : Acrotère terrasse inaccessible.

➤ **Poids des enduits en ciment intérieur et extérieur :**

H = périmètre de l'acrotère.

e = épaisseur de l'enduit.

$$G_0 = \gamma * e * H = 20 * 0.015 * 1.46 \quad \longrightarrow \quad G_0 = 0.438 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Poids total :**

$$G_{tot} = G + G_0 = 1.688 + 0.438$$

$$G_{tot} = 2.126 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

II.3.2. Les escaliers :

L'escalier est un ensemble des marches graduer qui permet le passage directe (à pieds) entre les différents niveaux, pour le cas du projet étudié comporte trois modèles d'escalier :

- **Les escaliers principaux en béton armé :**

Ils sont constitués essentiellement d'un palier, paillasse et des marches.

le choix des dimensions est conformément à des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, bibliothèque ou salle de spectacle...etc.).

- **Les escaliers secondaires en bois et acier :**

Ce modèle d'escalier prévu pour le duplex (escaliers en bois), avec des escaliers en acier qui ont lié les locaux commerciaux avec des locaux de stockages (sous-sol).

❖ **Terminologie :**

- 1) L'épaisseur de la paillasse.
- 2) e : L'épaisseur du palier de repos.
- 3) Emmarchement.

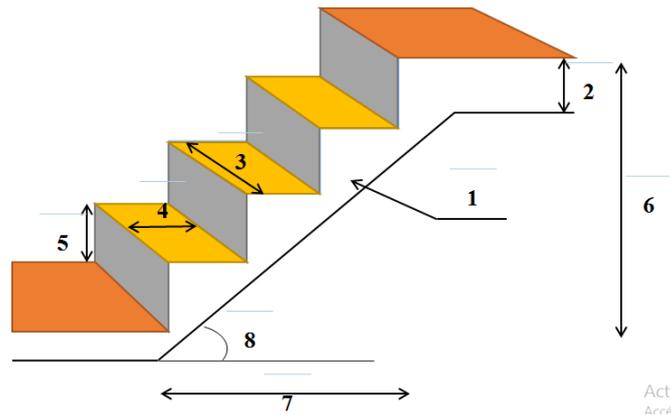


Figure II 7 : Escalier droite de l'étage.

- 4) g : Giron
- 5) e: Hauteur de la contre marche
- 6) H_0 : Hauteur de la volée
- 7) L_0 : Longueur total d'escalier.
- 8) α : Inclinaison de la paillasse.
- 9) h_e : hauteur d'étage.

Tableau II 7 : Dimensionnement d'escalier.

Epaisseur du palier et paillasse	Marches et contre marches
$L/30 \leq e \leq L/20$ $e \geq \max [\text{portée} / 30, 10].$	$60 \leq 2h + g \leq 64.$ (relation de blondel) Avec : <ul style="list-style-type: none"> - h c'est la hauteur de la contre marche - g est le giron

Les dimensions **g** et **h** doivent satisfaire la relation de blondel suivante :

$$60 \text{ cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \text{ cm}.$$

- **Calculs de la hauteur d'une contre marche (h) et giron (g) :**

On a : $H_0 = 153 \text{ cm}$ (hauteur de la volée).

$L_0 = 240 \text{ cm}$ (longueur de la volée).

D'après le plan d'architecteur : nous avons 8 marches dans la première volée et 8 marches pour la deuxième volée.

Donc : $n = 9$ contre marches.

Selon la formule de blondel on a : $h = H/n \implies \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}.$

Le nombre de giron pour 8 marches par volée : $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm.}$

On: $60 \text{ cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \text{ cm.}$

$60 \leq 2 \cdot 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.}$ (C'est vérifié).

- ❖ Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm.}$
- ❖ La hauteur d'une contre marche est : $h = 17 \text{ cm.}$
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développer est : L

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \implies \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_v = \sqrt{(240)^2 + (153)^2} \implies L_v = 284.62 \text{ cm.}$$

$$\frac{284.62}{30} \leq e \leq \frac{284.62}{20}$$

$9.49 \text{ cm} \leq e \leq 14.23 \text{ cm} \implies$ on prend $e = 15 \text{ cm.}$

On opte la paillasse de 15 cm pour toutes les volées

- Détermination de l'épaisseur de palier :

$$e_p = \frac{12}{\cos(\alpha)} \implies e_p = 14.23 \text{ cm} \implies$$
 on prend $e = 15 \text{ cm.}$

On opte la paillasse de 15 cm pour tous les paliers

- ✓ Volée :

Tableau II 8 : Evaluation des charges revenu aux volées.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	0.02	20	0.4
Revêtement en carrelage V	0.02 h/g	20	0.23
Mortier de pose H	0.02	20	0.4
Mortier de pose V	0.02 h/g	20	0.23
marches	h/2	22	1.87
Paillasse	0.15/ cos(32.52 ⁰)	25	4.45
Enduit de ciment	0.02/cos (32.52 ⁰)	20	0.47
Charge permanente totale			G = 8.05
Charge d'exploitation d'escalier			Q = 2.5

✓ Palier :

Tableau II 9 : Evaluation des charges revenu aux paliers.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<i>Charge permanente totale</i>			G = 5.31
Charge d'exploitation d'escalier			Q = 2.5

II.3.3. Poutres de chaînage :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{max}: longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 480 - 50 = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_0 \leq \frac{430}{10}$$

$$28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

II.3.4. Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

L : Longueur de l'ascenseur

l : Largeur de l'ascenseur.

H : Hauteur de l'ascenseur.

F_c : Charge due à la cuvette = 102 KN

D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.

P_m : Charge due à la salle des machines = 15KN

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

$$\Rightarrow g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3 \text{ KN}$$

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (25 \times 0.05) = 5 \text{ KN / m}^2$$

$$G_1 = \text{poid de la dalle} + \text{revetement}$$

II.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :

❖ Définition :

Les poutres sont des éléments en béton armé, qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux aux poteaux. Il assure aussi un rôle de stabilité via les action accidentelles.

Le dimensionnement des poutres obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- Critère de rigidité
- Condition de la RPA 99/ version 2003.

II.4.1.1. Les poutres principales :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le **BAEL 91**.

Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : la longueur maximal entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 480 - 50 = 430 \text{ cm.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \Rightarrow \quad 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm.}$$

On opte pour :

- **h = 35 cm.**
- **b = 30 cm (pris d'une manière forfaitaire).**

Vérification des dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée. (**RPA 99 Art.7.5.1**)
- $\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4.00$ vérifiée.

II.4.1.2. Les poutres secondaires :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le **BAEL 91**.

Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : la longueur maximal entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 350 - 50 = 300 \text{ cm.}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \longrightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm.}$$

On opte pour :

- **h = 30 cm.**
- **b = 30 cm (pris d'une manière forfaitaire).**

Vérification des dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée. (**RPA 99 Art.7.5.1**)
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4.00$ vérifiée.

Après les vérifications on adopte les dimensions suivantes :

- ✓ **Poutre principale : (h*b) = (30*35).**
- ✓ **Poutre secondaire : (h*b) = (30*30).**

II.4.2. Pré dimensionnement des voiles :

Le voile est un mur en béton armé sert à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon l' RPA 99/ version 2003 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considéré comme des éléments linéaire.

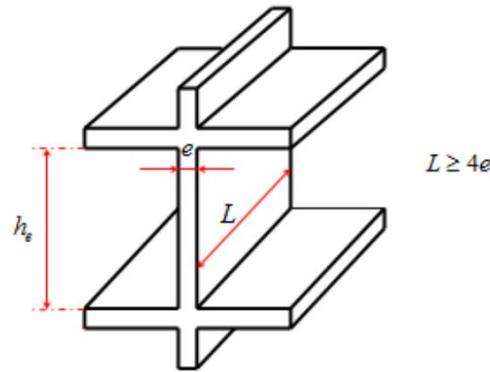


Figure II 8 : Disposition des voiles.

h_e : La hauteur libre d'étage.

e : l'épaisseur du voile.

L : la longueur du voile.

1)

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour un voile sans extrémité.
- $e \geq \frac{h_e}{25}$ pour un voile avec deux extrémités.
- $e \geq \frac{h_e}{22}$ pour un voile avec deux extrémités rigide.

2) $e \geq 15$ cm.

3) $L \geq 4e$.

Dans notre cas on a les dimensions résumé dans le tableau ci-dessous tel que pour la première condition, on adopte un voile simple.

Tableau II 10 : Dimensionnement des voiles

Niveaux	h (cm)	he (cm)	e (cm)	$e_{adopté}$	L (cm)
Sous-sol	340	320	16	20	80
RDC + 3 ^{ème} étage	408	388	19.4	20	80
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	323	303	15.15	20	80
4 ^{ème} jusqu'à 8 ^{ème} étage	306	286	14.3	15	60
9 ^{ème} étage	286	266	13.3	15	60

Donc : on adopte une épaisseur des voiles de (**20 cm**) pour le sous-sol jusqu'à 3^{ème} étage, et des voiles avec une épaisseur de (**15 cm**) pour le reste de la structure.

II.4.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires ou circulaire destiné, à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux, se fait à la compression centré selon les règles de **BAEL 91 (art B.8.4.1)**, en appliquant des critères de résistance et le critère de stabilité de forme suivant des exigences de **RPA 99 / VERSION 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations de **RPA 99/VERSION 2003**.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_{e \text{ min}}/20 = 14.3$ condition vérifiée.
- $1/4 \leq (b_1/h_1) \leq 4$ condition vérifiée.

Tableau II 11 : Dimensionnement des poteaux

POTEAUX	SECTIONS (cm ²)
Sous-sol et RDC	55*55
1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	50*50
3 ^{ème} étage, 4 ^{ème} étage	45*45
5 ^{ème} étage, 6 ^{ème} étage	40*40
7 ^{ème} étage, 8 ^{ème} étage	35*35
9 ^{ème} étage	30*30

II.5. Evaluation et descente de charge :

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux F2 (P2) et D2 (P1) car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorable.

- Le poteau F2 présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.
- Le poteau D2 est un poteau de la cage d'escalier.

La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages.

1, 2, ..., n, numérotés à partir le sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'avant dernier étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieure : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieure : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

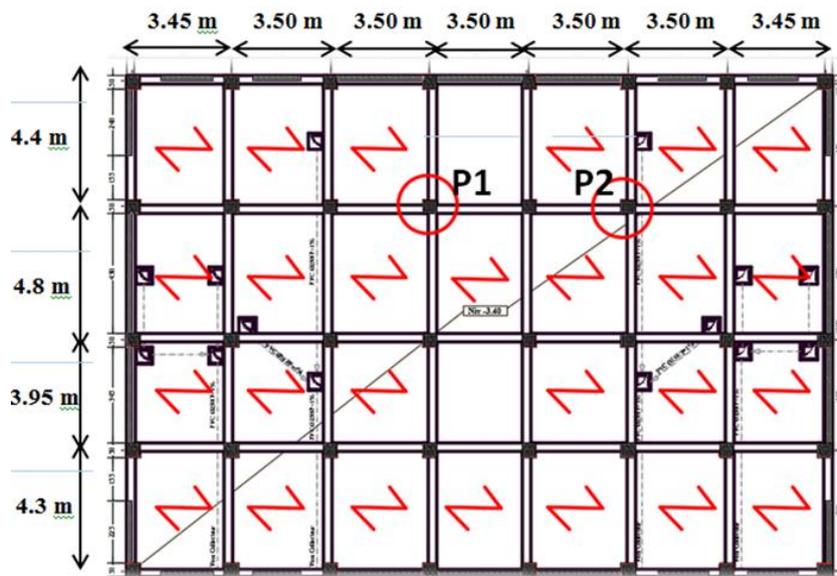


Figure II 9 : Vue en Plan de disposition des poutrelles et des poteaux plus sollicité.

Poteau centrale «P₁» :

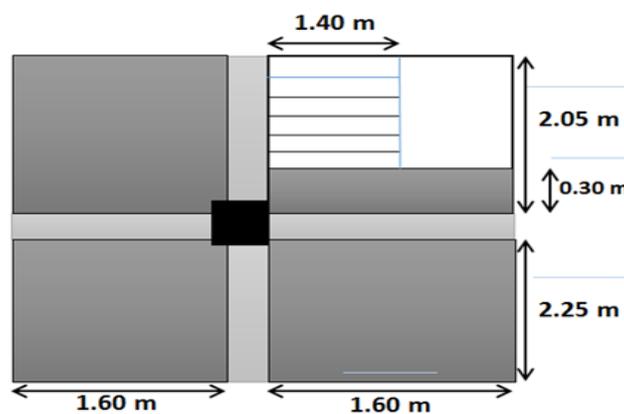


Figure II 10: Section surface afférente.

❖ **Calculs des surfaces :**

- **Poutres principales (S_{pp}) : (35*30).**
- **Poutres secondaires (S_{ps}) : (30*30).**
- Surface totale : S_{totale} .
- Surface des poteaux : S_{poteau} .
- Surface des poutres : $S_{poutre} = S_{pp} + S_{ps}$.
- Surface des murs : S_{mur} .
- Surface afférente : $S_{afférente} = S_{totale} - S_{mur} - S_{poteau}$.

❖ **Calculs des surfaces pour chaque niveau :****Tableau II 12 : Surface de chaque niveau.**

plancher	S_{totale} (m^2)	$S_{escalier}$ (m^2)	S_{poutre} (m^2)	S_{poteau} (m^2)	S_{mur} (m^2)	$S_{afférente}$ (m^2)
Terrasse inaccessible	16.10	–	2.25	–	–	16.10
9^{ème} niveau (duplex)	16.10	2.93	2.25	0.09	0.75	15.26
8^{ème}, 7^{ème} étages	16.10	2.93	2.25	0.122	0.75	15.23
6^{ème}, 5^{ème} étages	16.10	2.93	2.25	0.16	0.75	15.19
4^{ème} étages	16.10	2.93	2.25	0.202	0.75	15.15
3^{ème} étages	20.57	5.86	2.25	0.202	0.86	19.51
2^{ème}, 1^{er} étages	16.10	–	2.25	0.25	0.86	14.99
RDC et le sous-sol	16.10	–	2.25	0.302	0.86	14.94

▪ **Evaluation des charges « Q » pour le poteau centrale P_1 :**

- Surcharge sur chaque étage :

$$Q = Q_{plancher} + Q_{escalier}$$

- Surcharge sur escalier :

$$Q_{escalier} = q_{escalier} * S_{escalier}$$

- Surcharge sur le plancher :

$$Q_{plancher} = q_{plancher} * S_{plancher \text{ afférente}}$$

❖ Calculs des surcharges « Q » pour chaque niveau :

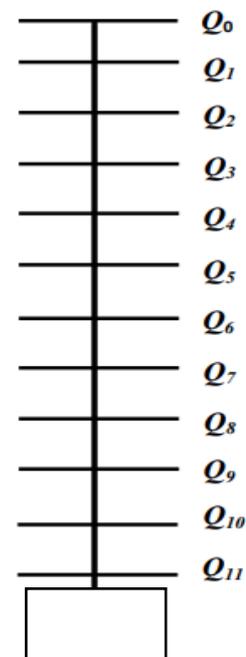
Tableau II 13 : Des surcharges de chaque niveau.

plancher	$q_{escalier}$ (KN/m ²)	$Q_{escalier}$ (KN)	$q_{plancher}$ (KN/m ²)	$Q_{plancher}$ (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	–	–	1	16.10	16.10
9 ^{ème} niveau (duplex)	2.5	7.33	1.5	22.89	30.22
8 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	2.5	7.33	1.5	22.85	30.18
6 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	2.5	7.33	1.5	22.79	30.12
4 ^{ème} étages	2.5	7.33	1.5	22.72	30.05
3 ^{ème} étages	2.5	14.65	5	75.2	89.85
2 ^{ème} , 1 ^{er} étages	–	–	2.5	37.48	37.48
RDC	–	–	5	74.7	74.7
le sous-sol	–	–	6	89.64	89.64

❖ Application de la loi de dégression :

Tableau II 14 : Dégression des surcharges.

$Q_{plancher}$	Q (KN)
Q_0	16.10
Q_1	46.32
Q_2	73.48
Q_3	97.62
Q_4	118.69
Q_5	136.76
Q_6	151.75
Q_7	208.31
Q_8	228.76
Q_9	247.71
Q_{10}	289.35
Q_{11}	326.41



Surface d'escalier :

$$S_{\text{escalier}} = (2.05 - 0.30) * 1.40 + (0.30 * 1.60) = 2.93 \text{ m}^2.$$

Surface afférente du plancher terrasse :

$$S_1 = 2.05 * 1.60 = 3.28 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.05 * 1.60 = 3.28 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.25 * 1.60 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.25 * 1.60 = 3.6 \text{ m}^2$$

- **pois du plancher sous-sol jusqu'à 9^{ème} étage :**

Poids du plancher $G_p = (G_{cc} * S_{cc}) + (G_{dp} * S_{dp}) = 5.1 * 13.76 = 70.18 \text{ KN}.$

$$Q_{p,(habitation)} = Q_{cc} * S_{cc} + (Q_{dp} * S_{dp}) = 1.5 * 13.76 = 20.64 \text{ KN}.$$

$$Q_{p,(service)} = Q_{cc} * S_{cc} + (Q_{dp} * S_{dp}) = 2.5 * 13.76 = 34.4 \text{ KN}.$$

$$Q_{p,(commerciale)} = Q_{cc} * S_{cc} + (Q_{dp} * S_{dp}) = 5 * 13.76 = 68.8 \text{ KN}.$$

$$Q_{p,(stockage)} = Q_{cc} * S_{cc} + (Q_{dp} * S_{dp}) = 6 * 13.76 = 82.56 \text{ KN}.$$

Poids du plancher terrasse inaccessible :

$$G_p = (G_{cc} * S_{cc}) + (G_{dp} * S_{dp}) = 5.84 * 13.76 = 80.36 \text{ KN}.$$

$$Q_{p,(habitation)} = Q_{cc} * S_{cc} + (Q_{dp} * S_{dp}) = 1 * 13.76 = 13.76 \text{ KN}.$$

Poids d'escalier :

$$G_{\text{escalier}} = (G_{\text{volée}} * S_{\text{volée}}) + (G_{\text{palier}} * S_{\text{palier}})$$

$$G_{\text{escalier}} = (8.05 * 2.45) + (5.31 * 0.48) = 22.27 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = Q_{\text{escalier}} * S_{\text{escalier}} = 2.5 * 2.93 = 7.33 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :** $H_{\text{sous-sol}} = 3.4 \text{ m}.$

$$H_{\text{RDC, 3^{ème} étage}} = 4.08 \text{ m}.$$

$$H_{\text{1^{er}, 2^{ème} étages}} = 3.23 \text{ m}.}$$

$$H_{\text{4^{ème} jusqu'à 8^{ème} étages}} = 3.06 \text{ m}.$$

$$H_{\text{9^{ème} étages}} = 2.86 \text{ m}.$$

$$P_{\text{pot}} = 25 * b * h * H$$

– Pot (30*30) = 6.44 KN.

– Pot (35*35) = 9.37 KN.

– Pot (40*40) = 12.24 KN.

– Pot (45*45) 4^{ème} étage = 15.49 KN.

– Pot (45*45) 3^{ème} étage = 20.66 KN.

– Pot (50*50) = 20.19 KN.

- Pot (55*55) RDC = 30.86 KN.
 - Pot (55*55) sous-sol = 25.71 KN.
 - **Poids des poutres :**
 - $P_{pp} = 25 * h * b * L = 25 * 0.35 * 0.30 * 4.30 = 11.29$ KN.
 - $P_{ps} = 25 * h * b * L = 25 * 0.30 * 0.30 * 3.20 = 7.2$ KN.
- $P_{ps} + P_{pp} = 11.29 + 7.2 = 18.49$ KN.

II.5.1. Descente de charge poteau P₁ « D2 » :

Tableau II 15 : Décente des charges poteau P1.

Niveau	Eléments	G(KN)
G11	Terrasse inaccessible	80.36
	poutres	18.49
	poteau	-
	escalier	-
	Total	98.85
G10	Venant de N11	98.85
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	6.44
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	Total	227.28
G9	Venant de N10	227.28
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	9.37
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	Total	358.64

G8	Venant de N9	358.64
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	9.37
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	Total	490
G7	Venant de N8	490
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	12.24
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	Total	624.23
G6	Venant de N7	624.23
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	12.24
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	Total	758.46
G5	Venant de N6	758.46
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	15.49
	Mur	7.37
	Escalier	26.50
	total	895.94

G4	Venant de N5	895.94
	Plancher étage courant	87.84
	Poutre	18.49
	Poteau	20.66
	Mur	7.37
	Escalier	53
	Total	1083.3
G3	Venant de N4	1083.3
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	20.19
	Mur	7.37
	Escalier	–
	Total	1198.98
G2	Venant de N3	1198.98
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	20.19
	Mur	7.37
	Escalier	–
	Total	1314.66
G1	Venant de N2	1314.66
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	30.86
	Mur	7.37
	Escalier	–
	Total	1441.01

G0	Venant de N1	1441.01
	Plancher étage courant	69.63
	Poutre	18.49
	Poteau	25.71
	Mur	7.37
	Escalier	–
	Total	1562.21

A la base du poteau P_1 « D2 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark G_{\text{base}} = 1562.21 \text{ KN.} \\ \checkmark Q_{\text{base}} = 323.39 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

✓ B) Poteau centrale « P_2 » :

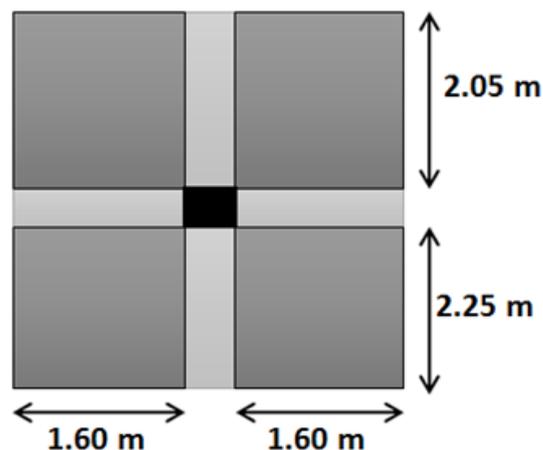


Figure II 11 : Surface afférente du poteau P_2 .

D'une manière semblable aux calculs précédents on trouve :

A la base du poteau central « P_2 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark G_{\text{base}} = 1303.2 \text{ KN.} \\ \checkmark Q_{\text{base}} = 285.87 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Les calculs montrent que le poteau « P_1 » de la cage d'escalier est le plus sollicité sous charges verticales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark G_{\text{base}} = 1562.21 \text{ KN.} \\ \checkmark Q_{\text{base}} = 323.39 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Calcul de l'effort normal ultime N_u :

Tableau II 16 : L'effort normal N_u .

niveau	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)
N_1	98.85	16.10	157.60
N_2	227.28	46.32	376.31
N_3	358.64	73.48	594.38
N_4	490	97.62	807.93
N_5	624.23	118.69	1020.75
N_6	758.46	136.76	1229.06
N_7	895.94	151.75	1437.14
N_8	1083.3	208.31	1774.92
N_9	1198.98	228.76	1961.76
N_{10}	1314.66	247.71	2146.36
N_{11}	1441.01	289.35	2379.39
N_{12}	1562.21	326.41	2598.59

N_u est calculé de la façon suivante : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$.

N_{ser} est calculé de la façon suivante : $N_u = G + Q$.

II.5.1.1. Vérifications :

- ❖ L'effort normal ultime à la base :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2598.59 \text{ KN}; \quad N_{ser} = G + Q = 1888.62 \text{ KN}$$

L'effort de compression ultime N_u pour le poteau intermédiaire, on doit le majorer de 10% , telle que : $N_u = 1.1 (1.35 G + 1.5 Q)$. (Selon le CBA93, « article B.8.11 »).

Donc : $N_u = 1.1 * 2594.07 = 2858.49 \text{ KN}$.

- ❖ Vérification à la résistance (compression simple) :

Vérification de condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

B = section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2853.48 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.201 \text{ m}^2. B \geq 0.201 \text{ m}^2.$$

Les vérifications à la compression de tous les niveaux résumer dans le tableau suivant :

Tableau II 17 : Vérification à la compression de tous les niveaux.

niveaux	N_u (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sous-sol, RDC	2858.49×10^{-3}	3025×10^{-4}	9.43	vérifiée
1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	2360.99×10^{-3}	2500×10^{-4}	9.44	vérifiée
3 ^{ème} étage, 4 ^{ème} étage	1952.41×10^{-3}	2025×10^{-4}	9.64	vérifiée
5 ^{ème} étage, 6 ^{ème} étage	1351.97×10^{-3}	1600×10^{-4}	8.45	vérifiée
7 ^{ème} étage, 8 ^{ème} étage	888.72×10^{-3}	1225×10^{-4}	7.25	vérifiée
9 ^{ème} étage	413.94×10^{-3}	900×10^{-4}	4.60	vérifiée

❖ **Vérification au flambement :**

Selon le (CBA93), on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{(CBA93 « article B.8.2.1 »)}.$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow$ longueur du flambement.

$i =$ rayon de giration $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$A_s \geq 0.8\% \times B_r \Rightarrow B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow \text{avec } B_r : \text{section réduite}$$

(section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau).

On prend $A_s = 1\% \times B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article 7.4.2).}$$

Il faut satisfaire la condition suivante : $B_r \geq B_{rcal}$.

Les vérifications au flambement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II 18 : Vérification au flambement.

Type du poteau	B (cm^2)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	B_r (cm^2)	N_u (KN)	B_{rcal} (cm^2)	$B_r \geq B_{rcal}$
55*55	3025	373	261.1	16.45	0.81	2809	2853.48	1601.514	Vérifiée
50*50	2500	288	201.6	13.97	0.82	2304	2360.99	1308.94	Vérifiée
45*45	2025	373	261.1	20.10	0.80	1849	1952.41	1109.49	Vérifiée
40*40	1600	271	189.7	16.43	0.81	1444	1351.97	758.79	Vérifiée
35*35	1225	271	189.7	18.78	0.80	1089	888.72	505.03	Vérifiée
30*30	900	271	189.7	21.90	0.79	784	413.94	238.21	Vérifiée

II.6. Conclusion :

Après toutes les vérifications du pré dimensionnement des éléments structuraux, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $40 \times 30 cm^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 30 cm^2$.
- Poteaux du sous-sol, RDC : $55 \times 55 cm^2$.
- Poteaux du 1^{er}, 2^{ème} étages : $50 \times 50 cm^2$.
- Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} étages : $45 \times 45 cm^2$.
- Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème} étages : $40 \times 40 cm^2$.
- Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} étages : $35 \times 35 cm^2$.
- Poteaux du 9^{ème} étage : $30 \times 30 cm^2$.

Chapitre III

Etudes des éléments secondaire

III.1. Introduction :

Pour toutes les structures on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement, ainsi que les escaliers et l'acrotère se sont des éléments secondaires dont l'étude indépendante de l'action sismique,

III.2. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué des hourdis qui prennent appuis sur des poutrelles ainsi qu'une dalle de compression, sont utilisés dans les bâtiments courant à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$, présentent une bonne isolation thermique et phonique.

III.3. Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous charges permanentes (**G**) et surcharges d'exploitation (**Q**), sont considérées comme des poutres sur plusieurs appuis, leurs calculs des sollicitations se base sur l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthodes forfaitaire.
- Méthodes de Caquot.
- Méthodes de la RDM.

III.3.1. Méthodes forfaitaire :

1) condition d'application de la méthode forfaitaire :

pour déterminer les moments aux appuis et en travées, si les quatre conditions suivantes satisfaites

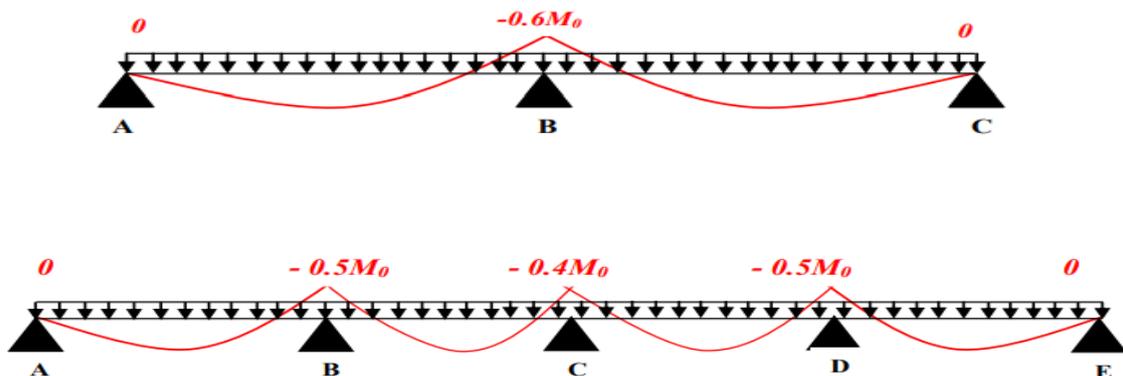
- plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (*F.P.N*).

2) application de la méthode :

• valeurs des moments :

les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
 $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.
- La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
 - ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
 - ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.



M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Remarque : les moments sur les appuis de rive sont nulle (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

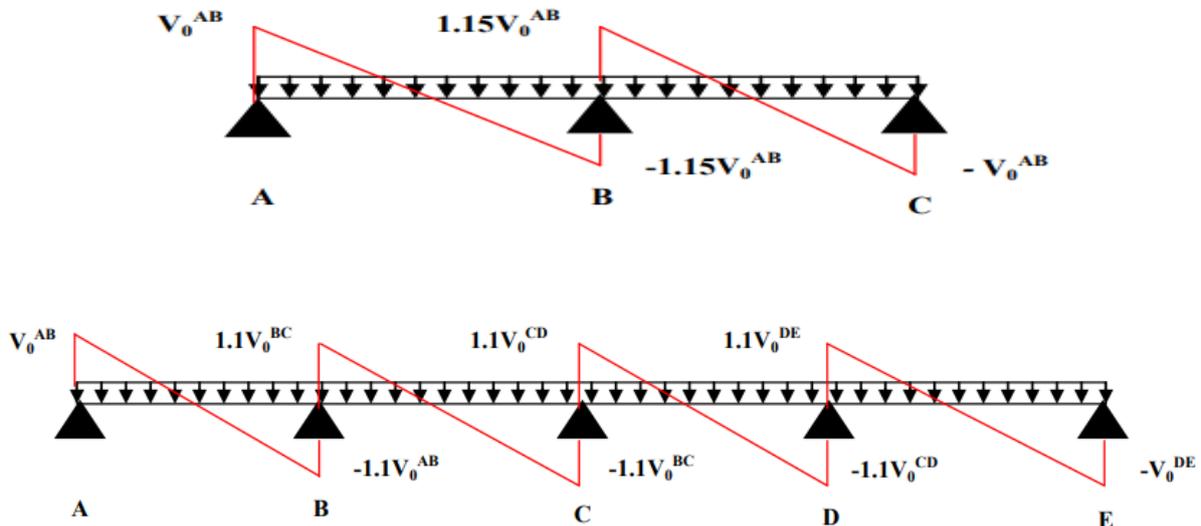
$-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \max (M_0^1 ; M_0^n)$.

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évolue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est à dire l'effort tranchant épistatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf

pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre plus de deux travées.



III.3.2. Methode de caquot :

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

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moment d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments :**

- 1. **moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} \times (1 - x)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{qu \times l_i}$$

2. en appuis :

$$M_a = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \dots\dots\dots \text{BAEL(art L.III.3).}$$

Telle que :

- ✓ l'_g et l'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charges réparties à gauche et à droite de l'appuis considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8L : \text{travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases}$$

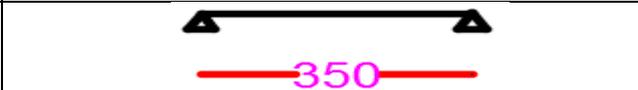
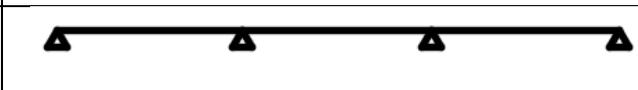
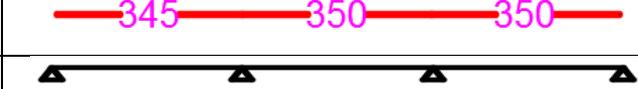
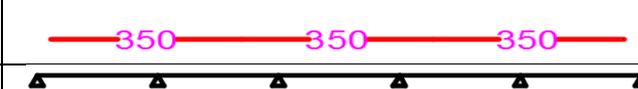
• L'effort tranchant :

$$V = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(art L.III.3).}$$

NB : si l'une des trois autre conditions de la methode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la methode de caquot minorée.

III.4. Les différentes types des poutrelles pour chaque plancher :

Tableau III 1 : Différentes types des poutrelles pour chaque plancher.

Types	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1		RDM
Type 2		Forfaitaire
Type 3		Forfaitaire
Type 4		Forfaitaire
Type 5		Forfaitaire

III.5. Calcul des sollicitations

Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

Type 2

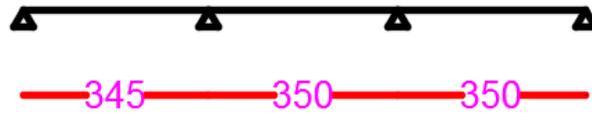


Figure III 1 : Schéma statique de la poutrelle Type 2.

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

1. $1.5 \leq \min(1,5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot 5.06) \rightarrow 1.5 < \min(1,5 \text{ KN/m}^2 ; 10.12 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
2. $0.8 < \frac{3,45}{3,5} < 1.25$ Vérifié
 $0.8 < \frac{3,5}{3,5} < 1.25$ Vérifié
3. Fissuration peut nuisible vérifié
4. Inertie (I) constante vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau suivant

Tableau III 2 : Les combinaisons d'actions et des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/m ²)		Charge sur poutrelle (KN/m)
				Elu	Els	
Habitation	5,06	1,5	0,65	Elu	9.08	5.90
				Els	6.56	4.26
Commerce	5,06	5	0,65	Elu	14.33	9.31
				Els	10.06	6.54
service	5.06	2.5	0.65	Elu	10.58	6.88
				Els	7.56	4.91
Terrasse inaccessible	5,84	1	0,65	Elu	9.38	6.09
				Els	6.84	4.45

❖ Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0AB} = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 9.04 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{0AB} = 6.34 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 6,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments aux appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_B = -4.39 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_B = -3.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_C = -4.52 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_C = -3.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_D = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_A = M_D = -1.32 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_A = M_D = -0.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées AB

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,229 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,069 \\ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = 0,634 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 0,819 M_0 \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{Elu } M_t = 7.19 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 5.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées BC

$$M_t =$$

$$\begin{cases} 1.069 M_{0BC} - 0,25 M_{0AB} - 0,25 M_{0CD} \dots 1 \\ 0,569 M_{0BC} \dots \dots 2 \end{cases} \text{ D'ou } M_t \begin{cases} \text{Elu } M_t = 5.14 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 3,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées CD

$$M_t =$$

$$\begin{cases} 0,819 M_{0CD} \dots 1 \\ 0,634 M_{0CD} \dots \dots 2 \end{cases} \text{ D'ou } M_t \begin{cases} \text{Elu } M_t = 7,4 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 5,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 10.17 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -11.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_A = +1,1 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 11.36 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 * P^U * \left(\frac{L_{BC}}{2}\right) = -11.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_A = 1,1 * P^U * \frac{L_{CD}}{2} = 11.35 \text{ KN} \\ V_B = P^U * \frac{L_{CD}}{2} = -10.32 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III 3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	/	-1.36	9.04	10.33	/	-0.98	6.53
Type 2	-5.42	-1.35	6.95	11.88	-3.91	-0.98	5.02
Type3	-4.52	-1.32	7.4	11.36	-3.26	-0.95	5.35
Type4	-4.52	-1.36	7.4	11.36	-3.27	-0.98	5.35
Type5	-4.52	-1.36	7.4	11.36	-3.27	-0.98	5.35
Max	-5.42	-1.36	9.04	11.88	-3.91	-0.98	6.53

Tableau III 4 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	/	-1.4	9.34	10.67	/	-1.02	6.81
Type 2	-5.6	-1.4	7	12.28	-4.09	-1.02	5.11
Type3	-4.71	-1.4	7.47	11.74	-3.4	-1.02	5.45
Type4	-4.67	-1.4	7.47	11.74	-3.4	-1.02	5.45
Type5	-4.67	-1.4	7.47	11.74	-3.4	-1.02	5.45
Max	-5.6	-1.4	9.34	12.28	-4.09	-1.02	6.81

Tableau III 5 : Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce.

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	/	-2.14	14.26	16.30	/	-1.5	10.01
Type 2	-8.56	-2.14	12.11	18.75	-6.01	-1.5	8.5
Type3	-7.13	-2.14	12.83	17.93	-5.01	-1.5	9
Type4	-7.13	-2.14	12.83	17.93	-5.01	-1.5	9
Type5	-7.13	-2.14	12.83	17.93	-5.01	-1.5	9
Max	-8.56	-2.14	14.26	18.75	-6.01	-1.5	10.01

Tableau III 6 : Les sollicitations des poutrelles du plancher de service.

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	/	-1.58	10.53	12.03	/	-1.13	7.53
Type 2	-6.32	-1.58	8.42	13.84	-4.52	-1.13	6.02
Type3	-5.27	-1.58	8.95	13.24	-3.76	-1.13	6.39
Type4	-5.27	-1.58	8.95	13.24	-3.76	-1.13	6.39
Type5	-5.27	-1.58	8.95	13.24	-3.76	-1.13	6.39
Max	-6.32	-1.58	10.53	13.84	-4.52	-1.13	7.53

III.6. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

III.6.1. Ferrailage longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

- Exemple de calcul :

Plancher Habitation

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -5.42 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.36 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 11.88 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 6.53 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -3.91 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -0.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 64 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 17.5 \text{ cm} \\ F_t = 2.1 \text{ MPA} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,04 \times 0,64 \times \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right)$$

M_{tu} = 56.35KN. m > M_u → calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{9.04 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,64 \times 0,175^2} = 0.032 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_1 = 0,667$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,04$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,17 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,009}{(0,17 * 348)} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,64 * 0,175 * \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1,52 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 1,52 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage en appuis

✓ Appuis intermédiaires

$$\mu_{bu} = \frac{5,42 * 10^{-3}}{14,2 * 0,1 * 0,175^2} = 0,125 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,667 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,125 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,167$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,163 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,0054}{(0,167 * 348)} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,10 * 0,175 * \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 0,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 0,93 \text{ cm}^2.$$

✓ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0,031$$

$$\alpha = 0,039$$

$$z = 0,172 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive} = 0,23 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0,23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,1 * 0,175 * \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix de ferrailage**

En travée**3HA10 = 2.36 cm²**

En appuis intermédiaire...**2HA10 = 1.58 cm²**

En appuis de rive**1HA10 = 0,79 cm²**

➤ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ donc $A_{t=2\phi_6} = 0.57 \text{ cm}^2$

III.6.2. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b_o * d} = \frac{(11,88 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,175)} = 0.68 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée

Tableau III 7 : Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
Travée	7.47	0.027	0.03	0.17	1.26	1.35	2.36 ⇒ 3HA10
Appuis Intermédiaire	-4.71	0.108	0.143	0.165	0.82	0.21	1.58 ⇒ 2HA10
Appuis de rive	-1.4	0.032	0.04	0.172	0.23	0.21	0.79 ⇒ 1HA10

Tableau III 8 : Ferrailage poutrelles du plancher habitation.

Plancher terrasse inaccessible							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
Travée	9.04	0.032	0.04	0.17	1.52	1.35	2.36 ⇒ 3HA10
Appuis Intermédiaire	-5.42	0.125	0.167	0.163	0.93	0.21	1.58 ⇒ 2HA10
Appuis de rive	-1.36	0.031	0.039	0.172	0.23	0.21	0.79 ⇒ 1HA10

Tableau III 9 : Ferrailage poutrelles du plancher commerce.

Plancher commerce							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	14.26	0.051	0.07	0.17	2.41	1.35	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-7.13	0.164	0.225	0.159	1.29	0.21	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-2.14	0.049	0.06	0.171	0.36	0.21	0.79⇒1HA10

Tableau III 10 : Ferrailage poutrelles du plancher service.

Plancher service							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	10.23	0.037	0.05	0.17	1.73	1.35	2.36⇒3HA10
Appuis Intermédiaire	-5.27	0.121	0.162	0.16	0.95	0.21	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-1.58	0.036	0.05	0.172	0.26	0.21	0.79⇒1HA10

- Espacement (St) :

1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 15.75 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$

3) $St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 356.87 \text{ cm}$

D'où, St = 15 cm.

2. Vérification des armatures longitudinales A_S vis-à-vis de l'effort tranchant V^{\max}

- En appuis de rive

$$A_S^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_S^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 11.88 \times 10^{-3} = 0,34 \text{ cm}^2$$

On a : $A_1 = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(11,88 \times 10^{-3} + \frac{-5,42 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,175} \right) = -0,65 \text{ cm}^2$$

On a : $A_l = 1,58 + 2,36 = 3,94 \text{ cm}^2 > -0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

2. Vérification de la bielle :

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = 0,157 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{\max} = 11,88 \text{ KN} < 104,8 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

3. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27 \text{ cm}$$

$\tau_u = 0,795 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ alors la condition est Condition vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

✓ **En travée :**

Tableau III 11 : Vérifications de l'effort tranchant en travée.

Plancher	V_u (kn)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Terrasse inaccessible	11.74	0.67	3.33	Vérifiée
commerce	17.93	1.02	3.33	Vérifiée
service	13.24	0.76	3.33	Vérifiée

✓ **En appuis intermédiaire :**

Tableau III 12 : Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.

Plancher	V_u (kn)	M_u^a (kn.m)	$A_{l\text{adoptée}}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	Observation
Terrasse accessible	11.74	-4.71	3.94	-0.52	Vérifiée
Commerce	17.93	-7.13	4.96	-0.79	Vérifiée
service	13.24	-5.27	3.93	-0.58	Vérifiée

✓ En appuis de rive :

Tableau III 13 : Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive.

Plancher	V_u (kn)	$A_{l'adoptée}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	11.74	3.15	0.34	Vérifiée
Commerce	17.93	4.18	0.51	Vérifiée
service	13.24	3.15	0.38	Vérifiée

A) A l'ELS

III.6.3. Vérifications des contraintes

• En travée :

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -34.1 \text{ cm}^3 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} \cdot 10^{-4}$

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15Ad - \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2}{2} = 0 \rightarrow y = 3.9 \text{ cm.}$$

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

$$I = 7813.038 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.53 \times 10^{-3}}{7813.038 \times 10^{-8}} 3.9 * 10^{-2} = 3.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

• En appuis intermédiaire :

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.04 \text{ cm}$$

$$I = 9530.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.91 \times 10^{-3}}{9530.85 \times 10^{-8}} 7.04 * 10^{-2} = 2.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III 14 : Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	5.45	2.36	3.9	7813.038	2.72	15	Vérifiée
En appui	-3.4	1.58	7.04	9530.85	2.51	15	Vérifiée

✓ Plancher commerce :

Tableau III 15 : Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce.

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	10.01	3.39	4.56	10534.15	4.33	15	Vérifiée
En appui	-5.01	1.57	7.02	9470.95	3.71	15	Vérifiée

✓ Plancher service :

Tableau III 16 : Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher service

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	7.31	2.36	3.9	7813.038	3.65	15	Vérifiée
En appui	-3.76	1.57	7.02	9470.95	2.79	15	Vérifiée

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

III.6.4. Vérification de la flèche :

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 3.50\text{m} ; M_{0S} = 6.529 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 6.529 \text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

$$1) h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 20 \text{ cm} < 23.33 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.84 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 3.50 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm.}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (Retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{BAEL91 révisé 99}$$

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2.85 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 6.56 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = 5.04 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 2.84 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 6.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

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

$$Y_G = \frac{\frac{10 \cdot 4^2}{2} + (64 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \cdot 17.5 + 1.52 \cdot 2.5)}{(10 \cdot 20) + (64 - 10) \cdot 4 + 15(2.36 + 1.52)}$$

$$Y_G = 2.51 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

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

$$I_0 = \frac{64 \cdot 2.51^3}{3} + 10 \frac{(20 - 2.51)^3}{3} - (64 - 10) \cdot \frac{(2.51 - 4)^3}{3} + 15[2.36(17.5 - 2.51)^2]$$

$$\text{D'où, } I_0 = 26185.25 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \cdot 17.5}$$

$$\rho = 0.013$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEI pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28} * b}{(2b + 3 * b_0)\rho} = 3.27 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 1.31 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 131.60 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 74.15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 170.50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 7813.038 \text{ cm}^4 \\ y = 3.9 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.59 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.38 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.66 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11184.63 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 14297.52 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10427.84 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 16246.70 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 10.03 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 7.56 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 2.38 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1.72 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3.13 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée.

✓ Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible :

Tableau III 17 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.9	7813.038	26185.25	2.04	1.4	3.17	6.98	6.70	7

Condition vérifiée

✓ Vérifications de la flèche pour plancher commerce :

Tableau III 18 : 18Vérifications de la flèche pour plancher commerce.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
4.56	10534.15	25993.05	0.71	0.67	3.63	3.07	5.32	7

Condition vérifiée.

✓ Vérifications de la flèche pour plancher service :

Tableau III 19 : Vérifications de la flèche pour plancher service.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
3.9	7813.038	26185.25	7.56	1.72	3.27	10.03	4.02	7

Condition vérifiée.

III.6.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400$ MPa

$$l_0 = 65 \text{ cm} \qquad 50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles A''

$$A'' = \frac{A^\perp}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$5HA5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Parallèles aux poutrelles

$$4HA5 / \text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé $\emptyset 5$ (150x150) mm²

plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
<i>Terrasse inaccessible</i>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>2HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>
<i>Habitation</i>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>2HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>
<i>Commerce</i>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA12</p>	<p>2HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA12</p>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA12</p>
<i>Service</i>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>2HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>	<p>1HA10 EtrierØ6 St=15 cm 3HA10</p>

Figure III 2 : Schémas de ferrailage des poutrelles

III.7. Etude des dalles pleines

III.7.1. Méthode de calcul des sollicitations

Exemple de calcul

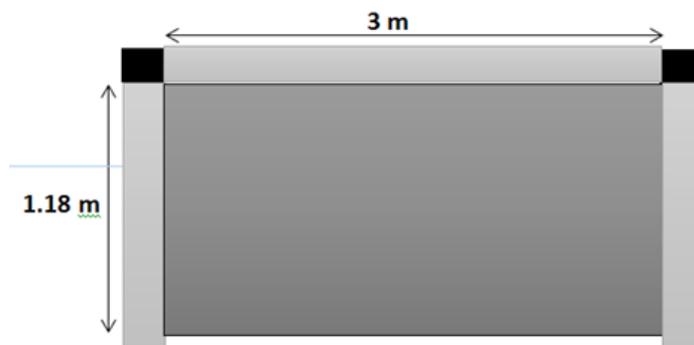


Figure III 3 : Schéma de la dalle pleine.

- Dalle pleine type DP4 $\begin{cases} P^u = 1.35 * 5.21 + 1.5 * 3.5 = 12.28 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.18}{3} = 0.39 < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille selon un seul sens.

Tableau III 20 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.

Travée	Dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot (L_x - \frac{L_y}{2}) - \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 \cdot M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$					
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L}{2}$

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 12.2 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.36 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 8.65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.38 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 10.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.86 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 7.35 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.03 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{ELU} \begin{cases} M_a^x = 4.88 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 1.34 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_a^x = 3.46 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.95 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{array}$$

III.7.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire $b_d \times h_d$

Avec : $b_d=100 \text{ cm}$ $h_d=e=12 \text{ cm}$ $d=h_d-c= 9.5 \text{ cm}$ (F.N)

Tableau III 21 : Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis.

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)
x-x	10.37	0.081	0.11	0.09	3.28
y-y	2.85	0.022	0.028	0.093	0.87
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)
x-x	4.88	0.038	0.049	0.093	1.51

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **en travée**

Sens x-x : $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3-0.39) \times 100 \times 12 = 1.25 \text{ cm}^2$

Sens y-y : $A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2$

On ferraille avec A calculé dans le sens x-x

On ferraille avec A min dans le sens y-y

On opte pour une section de ferrailage:

✓ **En travée :** Sens x-x : 5HA10 = 3.93 cm²

Sens y-y : 5HA8 = 2.51 cm²

✓ **en appuis :** 5HA8 = 2.51 cm²

➤ **Espacement des barres :**

Sens x-x : on opte pour $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$

III.7.2.1. Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (Pu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 7.24 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 0.43 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.24}{1 \times 0.095} \times 10^{-3} = 0.076 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.43}{1 \times 0.095} \times 10^{-3} = 0.0045 \text{ MPa} < 1.16\text{MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

III.7.2.2. Vérification des contraintes :

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ **En travée :**

Tableau III 22 : Vérifications des contraintes en travée.

Sens	M _t (KN .m)	A (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b	Observation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
x-x	6.48	3.93	4.51	3.15	0.92	15	Vérifiée	15.35	201,64	vérifiée
y-y	1.78	2.51	3.57	17.27	0.037	15	Vérifiée	0.92	201,64	vérifiée

✓ **En appuis :**

Tableau III 23 : Vérifications des contraintes en appuis.

Sens	M _a (KN .m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
x-x/y-y	4.32	2.51	5.48	1.46	1.62	15	Vérifie	17.78	201,64	vérifié e

III.7.2.3. Vérification à l'état limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$e = 12 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0375 L_x)] = 5.58 \text{ cm}$ Condition est vérifiée.

$A_t^x = 3.39 \leq 4.75$ Condition est vérifiée.

Commentaire : la vérification de flèche n'est pas nécessaire

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 24 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles.

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm	
DP1	M_t^x	10.37	0.081	0.106	0.091	1.25	3.28	5HA10=3.93	25
	M_a^x	4.88	0.038	0.048	0.093	1.25	1.51	5HA10=3.93	
	M_t^y	2.86	0.022	0.028	0.093	0.96	0.88	5HA8=2.51	25
	M_a^y	1.35	0.011	0.013	0.094	0.96	0.41	5HA8=2.51	
DP2	M_t^x	3.84	0.03	0.038	0.093	1.03	1.18	5HA8=2.51	25
	M_a^x	2.56	0.02	0.025	0.094	1.03	0.78	5HA8=2.51	
	M_t^y	2.49	0.02	0.024	0.09	0.96	0.76	5HA8=2.51	25
	M_t^y	1.66	0.013	0.016	0.094	0.96	0.51	5HA8=2.51	
DP3	M_t^x	3.84	0.03	0.038	0.093	1.1	1.18	5HA8=2.51	25
	M_a^x	2.56	0.02	0.025	0.094	1.1	0.78	5HA8=2.51	
	M_t^y	2.5	0.019	0.025	0.094	0.96	0.763	5HA8=2.51	25
	M_a^y	1.66	0.013	0.016	0.094	0.96	0.51	5HA8=2.51	
DP4	M_t^x	0.86	0.007	0.008	0.094	1.28	0.26	5HA8=2.51	25
	M_a^x	0.41	0.003	0.004	0.095	1.28	0.12	5HA8=2.51	
	M_t^y	0.49	0.004	0.005	0.095	0.96	0.15	5HA8=2.51	25
	M_t^y	0.23	0.002	0.002	0.095	0.96	0.071	5HA8=2.51	
DP5	M_t^x	0.72	0.006	0.007	0.095	2.55	0.22	5HA10=3.93	25
	M_a^x	0.34	0.002	0.003	0.095	2.55	0.1	5HA10=3.93	
	M_t^y	0.42	0.003	0.004	0.094	0.96	0.13	5HA8=2.51	25
	M_a^y	0.2	0.001	0.002	0.095	0.96	0.059	5HA8=2.51	
DP6	M_t^x	9.68	0.075	0.098	0.091	1.26	3.05	5HA10=3.93	25
	M_a^x	4.56	0.035	0.045	0.093	1.26	1.4	5HA10=3.93	
	M_t^y	2.32	0.018	0.023	0.094	0.96	0.71	5HA8=2.51	25
	M_t^y	1.09	0.008	0.011	0.094	0.96	0.33	5HA8=2.51	

DP7	M_t^x	5.77	0.045	0.057	0.093	1.07	1.79	5HA8=2.51	25
	M_a^x	3.85	0.03	0.038	0.094	1.07	1.18	5HA8=2.51	
	M_t^y	1.85	0.014	0.018	0.094	0.96	0.56	5HA8=2.51	25
	M_t^y	1.23	0.009	0.012	0.095	0.96	0.37	5HA8=2.51	
DP D'ascenseur	M_t^x	3.84	0.03	0.038	0.093	1.045	1.18	5HA10=3.93	25
	M_a^x	2.56	0.02	0.025	0.094	1.045	0.78	5HA10=3.93	
	M_t^y	2.5	0.019	0.024	0.094	0.96	0.76	5HA8=2.51	25
	M_t^y	1.66	0.013	0.016	0.093	0.96	0.51	5HA8=2.51	

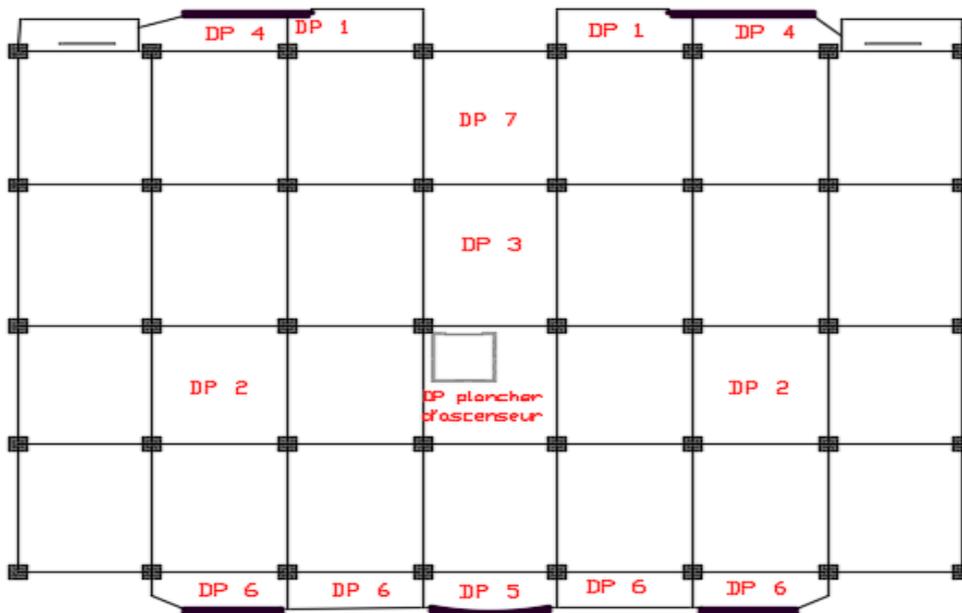


Figure III 4 : Schéma des panneaux dalles pleines pour les différents planchers.

➤ Schéma de ferrailage

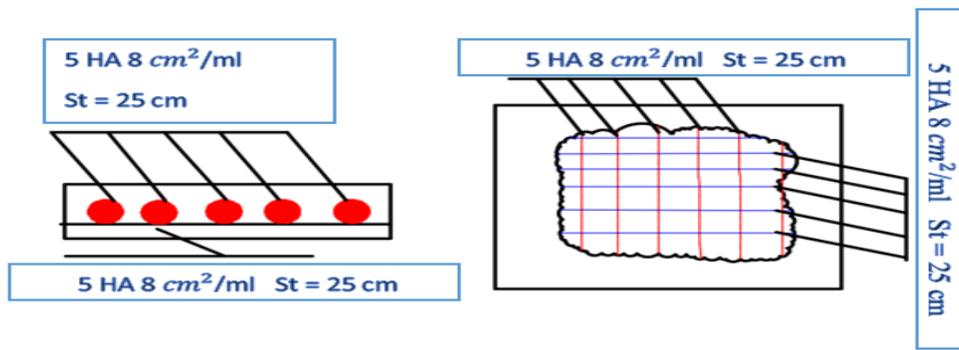


Figure III 5 : Schéma de ferrailage de panneau DP2, DP3, DP4.

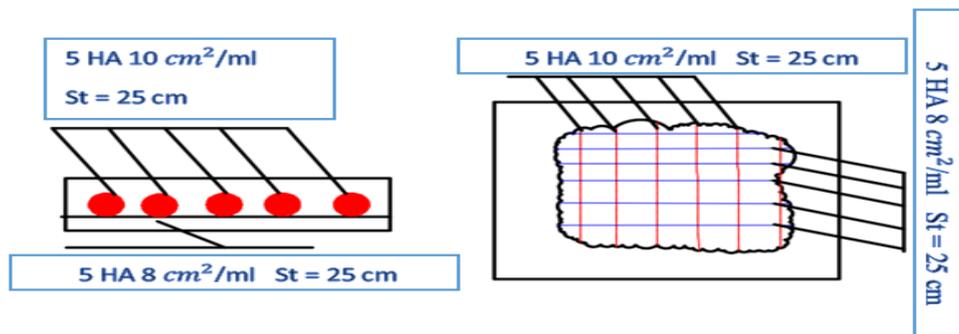


Figure III 6 : Schéma de ferrailage de panneau DP1, DP5, DP6.

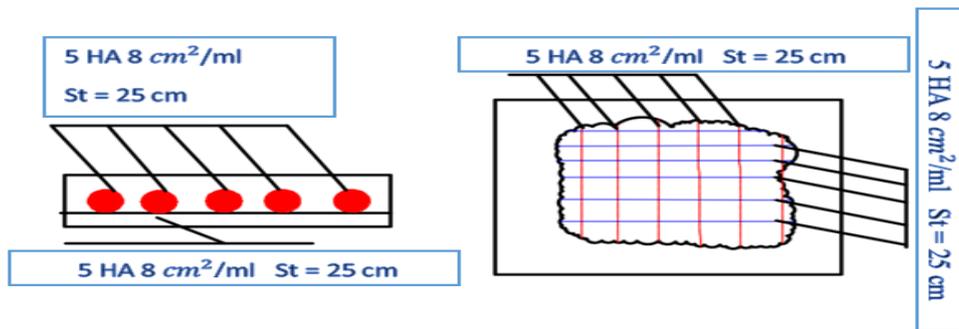


Figure III 7 : Schéma de ferrailage du panneau D7.

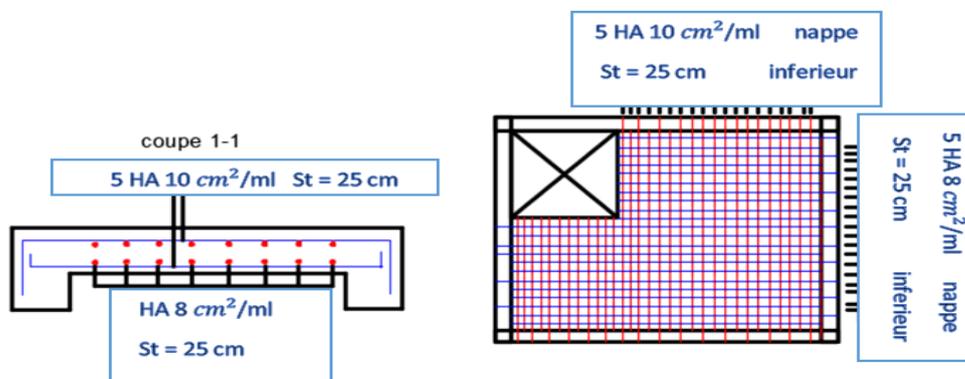


Figure III 8 : Schéma de ferrailage du plancher d'ascenseur.

III.8. Etude de l'ascenseur

➤ Définition

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

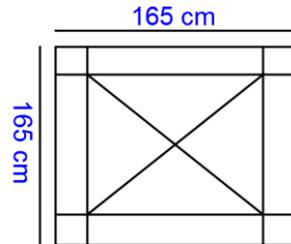


Figure III 9 : Dimension de l'ascenseur.

L : Longueur de l'ascenseur = 165cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 165cm.

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.

Fc : Charge due à la cuvette = 102KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 82KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse $V = 1\text{m/s}$

➤ Dimensionnement de la dalle

$L_x = 1.65\text{ m}$; $L_y = 1.65\text{ m}$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle fléchit selon les deux sens.

$$e_0 = \frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40}$$

Pour deux heures coupe-feu et une isolation phonique, $e = 15\text{cm}$

• Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur

$Q_{\text{concentré}} = 6.3\text{KN}$

• Poids propre de la dalle et du revêtement

Calcul pour un revêtement de 5cm.

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 25 \times 0.05 = 5\text{ KN/m}^2$$

• Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_s}{S} = \frac{102}{2.88} = 35.42\text{ KN/m}^2$$

• Poids total

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 5 + 35.42 = 40.42 \text{ KN/m}^2$$

➤ Evaluation des charges

• Sous charges réparties

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

DTR BC2.2 (Art.7.4)

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5Q \\ q_u = 1.35 \times 40.42 + 1.5 \times 1 = 56.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_u = G_1 + Q \\ q_u = 40.42 + 1 = 41.42 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\text{ELU} \Rightarrow \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M^{x0^1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 5.62 \text{ KN.m} \\ M^{0y1} = \mu_y \times M^{x0^1} = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = \mu_y = 0.1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M^{x0^1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 6.73 \text{ KN.m} \\ M^{0y2} = \mu_y \times M^{x0^1} = 0.673 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III 25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie.

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cat}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	4.78	0.0215	0.027	0.123	0.88
	Selon y	4.78	0.0215	0.027	0.123	0.88
En appuis	Selon x-y	-2.81	0.0126	0.016	0.124	0.52

III.8.1. Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée :

On a des HA $f_c400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; Avec $h_0 + e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 1$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{min} = 1.6 \text{ m}^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0.88 \text{ cm}^2/ml \leq A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml & \text{on ferraille avec } A_x^{min} \\ A_t^y = 0.88 \text{ cm}^2/ml \leq A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml & \text{on ferraille avec } A_y^{min} \end{cases}$$

$$A_t^y = 0.88 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{\text{min}} \\ A_a^y = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{\text{min}} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

5HA8 selon le sens X	5HA8 selon le sens Y	5HA8 selon x-y
$A_x = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement des armatures:**

Armatures $\parallel L_x \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures $\parallel L_y \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\rho = 1 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 23.13 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 23.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{23.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.19 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.8.2. Vérification à l'ELS:

$q_s = G_{\text{total}} + Q = 40.42 + 1 = 41.42 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 1 \Rightarrow \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^{\text{OS}} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0441 \times 41.42 \times 1,65^2 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{\text{OS}} = \mu_y \times M_x^{\text{OS}} = 0.1 \times 4.97 = 0.497 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{\text{OS}} = 4.22 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{\text{OS}} = 0.422 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^{\text{OS}} = -2.48 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes :

Tableau III 26 : Vérification de la contrainte dans le béton.

	Sens	M_{ser} [kn. m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	4.22	2.51	2.46	3535.39	2.94	15	Vérifiée
	y-y	0.422	2.51	2.46	3535.39	0.29	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-2.48	2.51	2.46	3535.39	1.73	15	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

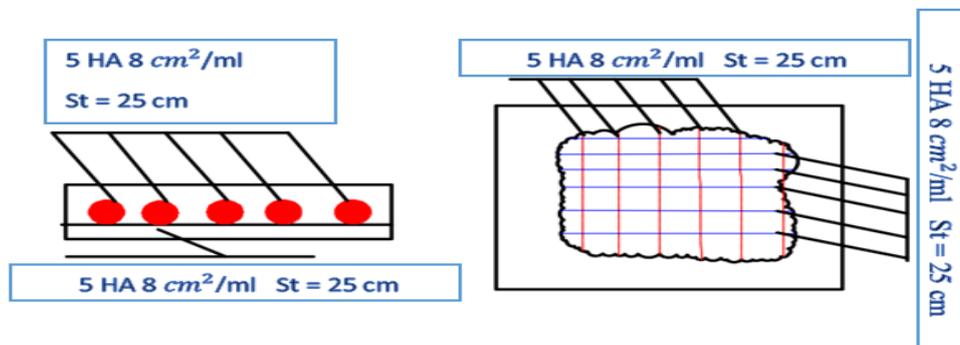


Figure III 10 : Ferrailage de la dalle cas charge répartie.

➤ Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

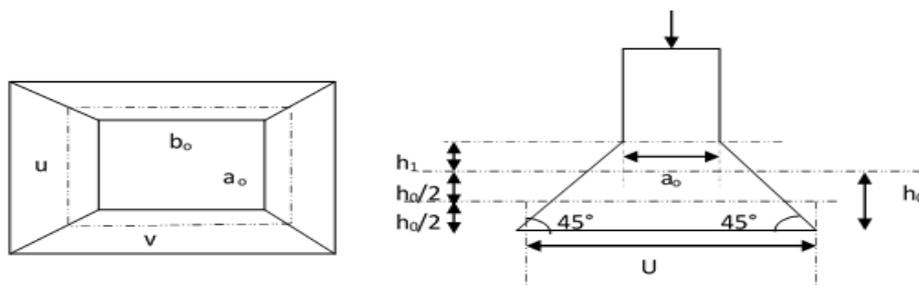


Figure III 11 : Illustration de la surface d'impact.

III.8.3. Calcul du rectangle d'impact :

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$$h_1 = 5\text{cm} : \text{Épaisseur de revêtement.}$$

$$h_0 = 15\text{cm} : \text{Épaisseur de dalle.}$$

$$\xi = 1 : \text{Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).}$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

M_1 Et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$\checkmark M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,65} = 0,64 \text{ et } \rho = 1$$

$$\checkmark M_2 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_y} = \frac{1,05}{1,65} = 0,64 \text{ et } \rho = 1$$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0,083 \text{ kn.m}$ et $M_2 = 0,083 \text{ kn.m}$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :**

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 139,45 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,45 \times 0,083 = 11,57 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,45 \times 0,083 = 11,57 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25\text{kn}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0441 \times 8,25 \times 1,65^2 = 0,99 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \times q_u \times l_y^2 = 0,1 \times 0,99 = 0,099 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 11,57 + 0,99 = 12,56 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 11,57 + 0,099 = 11,67 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 10,68 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 9,92 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,5 \times M_x^0 = -6,28 \text{ kn.m}$$

➤ Calcul de ferrailage :

Tableau III 27 : Ferrailage de la dalle cas charge concentrée.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	10.68	0.048	0.062	0.122	2.01
	Selon y	9.92	0.045	0.058	0.122	1.87
En appuis	Selon x-y	-6.28	0.028	0.036	0.123	1.17

III.8.3.1. Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée :

On a des HA $f_c400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20$ cm, $b = 100$ cm et $\rho = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 1 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 1}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 1.87 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 1.87 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 1.17 \text{ cm}^2/ml \leq A_x^{min} = 1,6 \text{ cm}^2/ml \quad \text{on feraille avec } A_x^{min} \\ A_a^y = 1.17 \text{ cm}^2/ml \leq A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2/ml \quad \text{on feraille avec } A_y^{min} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA10 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2/ml$	$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/ml$	$A_a^{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/ml$

➤ Espacement des armatures :

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ on adopte : $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ on adopte : $St = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u 139.45 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$$q_u = 97,605 \text{ KN} < 630 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

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

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3.15} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,354 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition}$$

vérifiée

III.8.3.2. Vérification à l'ELS:

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0,083 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0,083 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0,083 + 0,2 \times 0,083) = 10.29 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0,083 + 0,2 \times 0,083) = 10.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0441 \times 6 \times 1,65^2 = 0.72 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.1 \times 0.72 = 0.072 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

✓ **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 10.29 + 0.72 = 11.01 \text{ KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1S} + M_{y2S} = 10.29 + 0.072 = 10.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0,85 \times 11.01 = 9.36 \text{ KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0,85 \times 10.36 = 8.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 11.01 = -5.5 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Tableau III 28 : Vérification de la contrainte dans le béton.

	Sens	M_{ser} [kn. m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	9.36	3.14	2.99	5150.75	5.43	15	Vérifiée
	y-y	8.8	2.01	2.46	3535.39	6.123	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-5.5	2.01	2.46	3535.39	3.83	15	Vérifiée

III.8.3.3. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,65} = 0,12 > \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1,8} = 0,12 > \frac{3}{80} = 0,0375 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,65} = 0,12 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,043 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1,65} = 0,12 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,042 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 125} = 2,51 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire [3]

➤ Schéma de ferrailage :

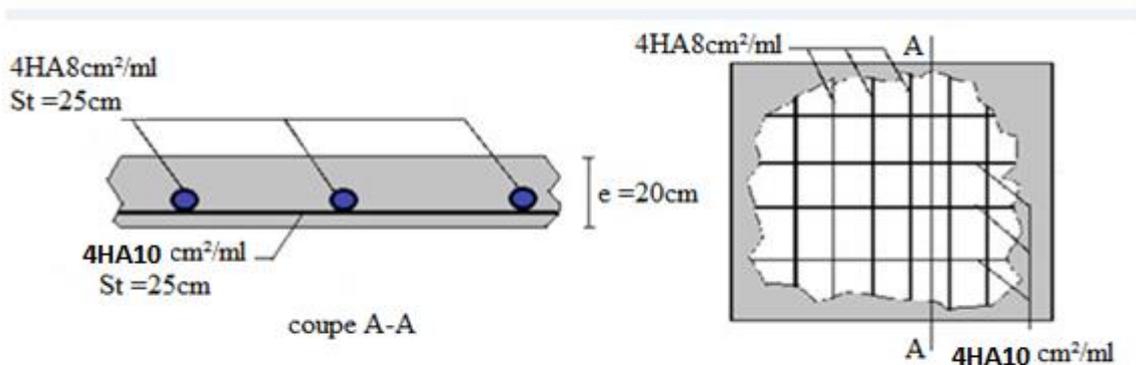


Figure III 12 : Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentré.

III.9. Etude la poutre de chaînage

Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

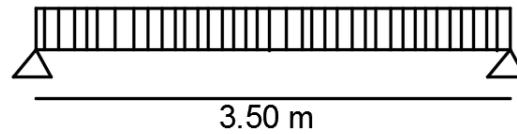


Figure III 13 : schéma statique de poutre de chaînage.

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 1.2 (3.06 - 0.35) = 3.25 \text{ KN/ml}$.

• **Calcul des moments :**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 7.42 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2/8 = 9.49 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l/2 = 11.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 5.5 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2/8 = 7.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Correction des moments :**

$$\text{Travée} \left\{ \begin{array}{l} M_T^u = 0.85 M_u = 8.07 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 5.98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Appuis} \left\{ \begin{array}{l} M_a^u = -0.5 M_u = -4.74 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -3.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.9.1. Ferrailage

Tableau III 29 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	8.07	0.0075	0.0094	0.274	0.85	2HA12=2.26	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.99$
Appuis	-4.74	0.0044	0.0055	0.274	0.5	2HA10=1.57	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.99$

III.9.1.1.

III.9.1.2. Vérifications ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa, FN}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 24.75 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \Rightarrow \boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$$

III.9.1.3. Vérifications ELS

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III 30 : Vérification de la contrainte dans le béton.

	M^s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	5.98	6.83	17669.86	2.31	15
Appuis	-3.52	5.83	13040.37	1.57	15

➤ Etat limite de déformation :

• Evaluation de la flèche :

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

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

$$\frac{30}{320} = 0.094m \geq \frac{5.98}{10 \times 7.04} = 0.085m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.26}{30 \times 27.5} = 2.74 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{30}{320} = 0.094m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les conditions ne sont pas vérifiées, calcul de la flèche n'est pas nécessaire

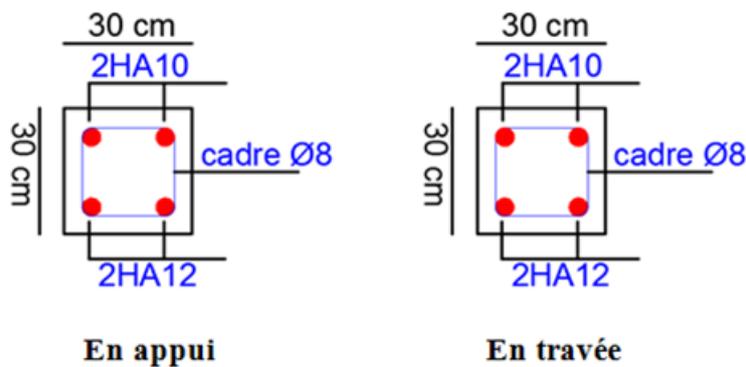


Figure III 14 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.10. Étude des escaliers

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

➤ Étude de type d'escalier courant

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 20$ cm, le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ Evaluation des charges :

✓ Volée :

$$G_{\text{volée}} = 9.53 \times 1 = 9.53 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 6.56 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges :

$$L'ELU : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.62 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.60 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$L'ELS : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 12.03 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 9.06 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.10.1. Calcul des sollicitations :

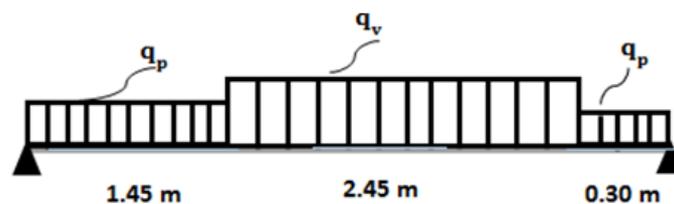


Figure III 15 : Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU.

❖ ELU :

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 16.62 \times (2.45) - 12.60 \times (1.45 + 0.30) = 0 \\ R_A + R_B = 62.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 12.60 \times \left(\frac{1.45^2}{2}\right) + 16.62 \times 2.45 \times 2.68 + 12.60 \times 0.30 \times 4.05 - R_B \times (4.2) = 0 \\ R_A = 29.99 \text{ KN} \\ R_B = 32.78 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.45$

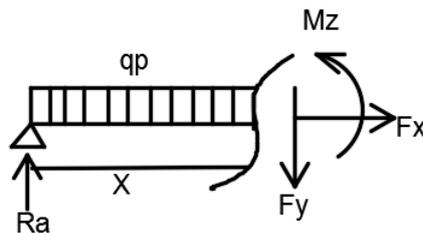


Figure III 16 : Schéma de tronçons 1.

$$V(x) = -12.6x + 29.99$$

$$\begin{cases} V(0) = 29.99 \text{ KN} \\ V(1.4) = 11.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.3x^2 + 29.99x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 30.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçons 2 : $1.45 \leq X \leq 3.9$

$$V(x) = -16.62x + 35.82$$

$$V(1.4) = 11.72 \text{ KN}$$

$$V(3.9) = -28.99 \text{ KN}$$

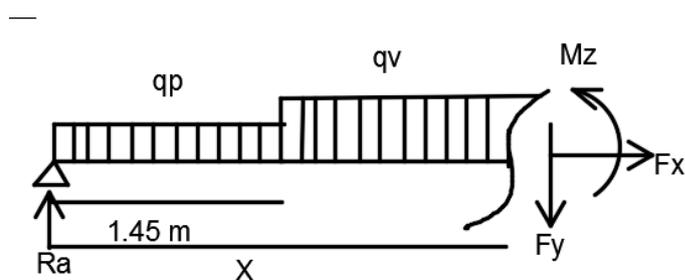


Figure III 17 : Schéma de tronçons 2.

$$M(x) = -8.31x^2 + 35.82x - 4.23$$

$$M(1.4) = 30.24 \text{ KN.m}$$

$$M(3.9) = 9.07 \text{ KN.m}$$

➤ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 0.30$**

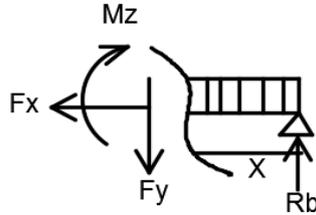


Figure III 18 : Schéma de tronçons 3.

$$V(x) = -12.6x + 32.78$$

$$\begin{cases} V(0) = 32.78 \text{ KN} \\ V(0.30) = 29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.3x^2 + 32.78x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0.30) = 9.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 9.06 \times (1.45) - 12.03 \times (2.45) - 9.06 \times (0.3) = 0 \\ R_A + R_B = 45.33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0$$

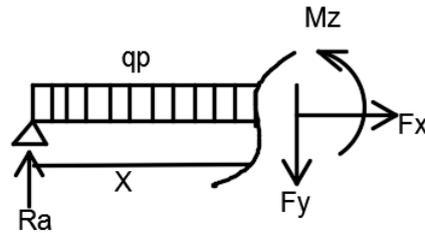
$$\Rightarrow \begin{cases} R_B \times (0.3 + 2.45 + 1.45) - 9.06 \times \left(\frac{0.3^2}{2} + 2.45 + 1.45 \right) - 12.03 \times \left(\frac{2.45^2}{2} + 1.45 \right) - 9.06 \times \left(\frac{1.45^2}{2} \right) = 0 \\ R_A = 21.80 \text{ KN} \\ R_B = 23.53 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

✓ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.45$**

$$V(x) = -9.06x + 21.80$$

$$\begin{cases} V(0) = 21.80 \text{ KN} \\ V(1.45) = 8.66 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -4.53x^2 + 21.80x$$

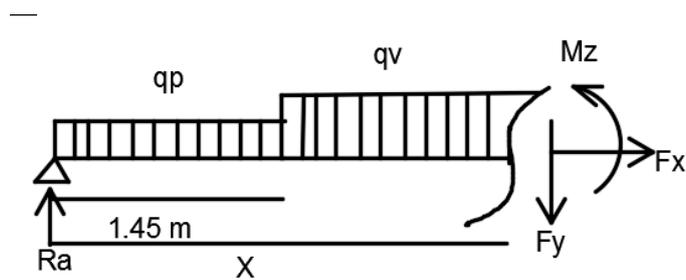
$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.45) = 22.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçons 2 : $1.45 \leq X \leq 3.9$**

$$V(x) = -12.03x + 26.1$$

$$V(1.45) = 8.66 \text{ KN}$$

$$V(3.9) = -20.82 \text{ KN}$$

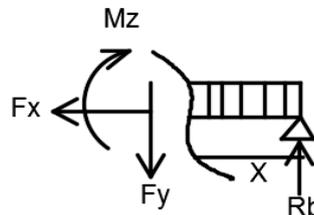


$$M(x) = -6.02x^2 + 30.2x - 9.01$$

$$M(1.45) = 22.12 \text{ KN.m}$$

$$M(3.9) = 17.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 0.3$**



$$V(x) = -9.06x + 23.53$$

$$\begin{cases} V(0) = 23.53 \text{ KN} \\ V(0.3) = 20.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.53x^2 + 23.53x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0.3) = 6.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU:

$$V(x) = -16.62x + 35.82 = 0 \Rightarrow x = 2.16 \text{ m.}$$

$$M(x) = M(2.16) = -8.31(2.16)^2 + 35.82(2.16) - 4.23 = 34.37 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 34.37 = 25.78 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 34.37 = -17.19 \text{ KN.m} \\ V = 32.78 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS:

$$V(x) = -12.03x + 26.1 = 0 \Rightarrow x = 2.17 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(2.17) = -6.02(2.17)^2 + 30.2(2.17) - 9.01 = 28.18 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 28.18 = 21.14 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 28.18 = -14.09 \text{ KN.m} \\ V = 23.53 \text{ KN} \end{cases}$$

III.10.2. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible

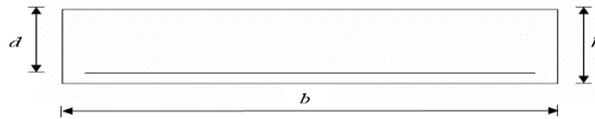


Figure III 19 : Schéma de la section à ferrailer :

❖ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.78}{1 \times 0.175^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{25.78 \times 10^{-3}}{0.175(1 - 0.4 \times 0.076)348} \Rightarrow A_s = 4.36 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.175 \times \frac{2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 d'une section $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

avec un espacement : $S_t = b/n = 100/4 = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA8 d'une section $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 20 \text{ cm}.$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.19}{1 \times 0.175^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{17.19 \times 10^{-3}}{0.175(1-0.4 \times 0.049)348} \Rightarrow A_s = 2.88 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5HA12 d'une section $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $S_t = b/n = 100/3 = 20 \text{ cm}$.

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA8 d'une section $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 20 \text{ cm}.$$

III.10.2.1. Vérifications ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \dots \text{pas de risque de}$$

rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

En travée : Les armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

En appuis : Les armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.10.2.2. Vérifications ELS :

• **Vérifications des contraintes de béton :**

En travée : $M_T^S = 21.14 \text{ KN.m}$

Tableau III 31 : Vérification de contrainte de béton en travée.

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0397 \text{ m}$	$\sigma_b = 8.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.0402 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 8.09 \text{ MPa}$	

En appuis : $M_a^S = 14.09 \text{ KN.m}$

Tableau III 32 : Vérification de contrainte de béton en appuis.

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0319 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.8383 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.65 \text{ MPa}$	

• Vérifications de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left[\begin{aligned} e &\geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x &\leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{aligned} \right.$$

AN:

$e = 20 \text{ cm} \geq \max[(0,0375, 0,0375) \times 4.2] = 15.75 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 4.52 \leq 8.75 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

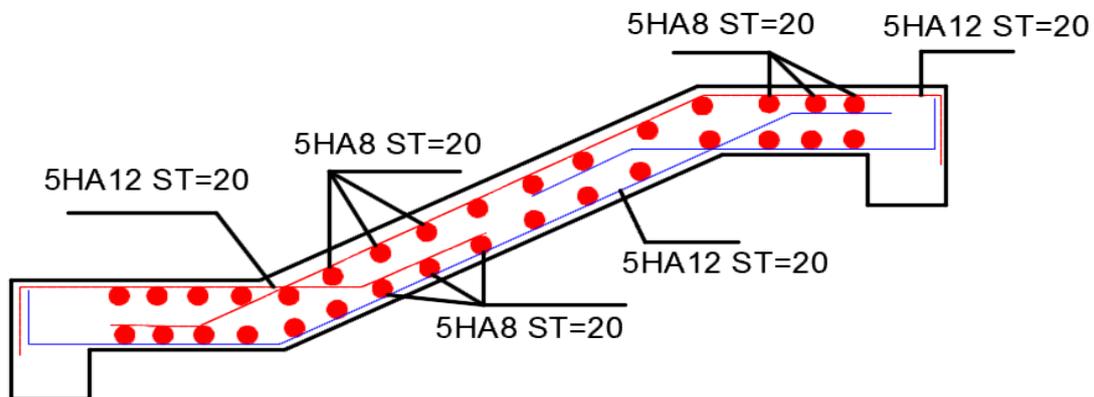


Figure III 20 : Ferrailage de l'escalier.

III.11. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

III.11.1. Evaluation des charges et surcharges

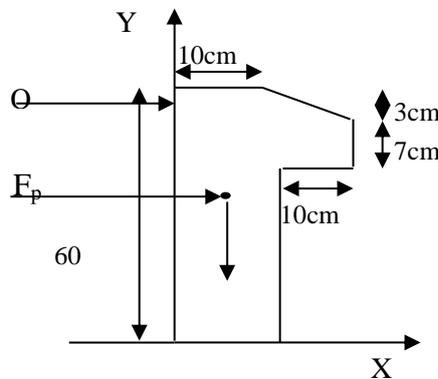


Figure III 21 : Coupe transversale de l'acrotère.

- La charge permanente

$$G = 25 * S = 25 * 0,0685 = 1,712 \text{KN/m}$$

$$G_{rev} = 18 * 0,03 = 0,54$$

- La charge d'exploitation

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

- La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en **Art 6.2.3 RPA99**

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}) : \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,26 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne } F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,26 = 1,085 \text{ KN}$$

III.11.2. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 32,9 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,26 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,357 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III 33 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 2.

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	3,051	2,26	2,26
M (KN. m)	0,9	0,957	0,6
V (KN)			/

III.11.3. Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III 34 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.

N_u (KN)	M_u (KN. m)	M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
3.05	1,379	1,44	0,021	0,026	0,069	0,6	0,59	0,85	0,51	4HA8
1										

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,07 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Commenter : le ferrailage se fera avec A puisque c'est les défavorable **A : 1,126 cm²**

Le choix : 4HA8 = 2,01 cm²

Armateur réparation :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature :Sens principale : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ Sens secondaire : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ **Calcule l'espacement :**

Sens principale

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{cm}$$

Sens secondaire

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{cm}$$

III.11.3.1. Vérification à l'ELS :**Vérification au cisaillement**

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{Mpa}$$

A L'ELU : 1.35G + 1.5Q

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ Kn} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement**Station accidentelle : G+Q+E**

$$V_u = Q + F_p = 1,085 + 1 = 2,085 \text{kn KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,085 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,029 \text{ MPa D'où :}$$

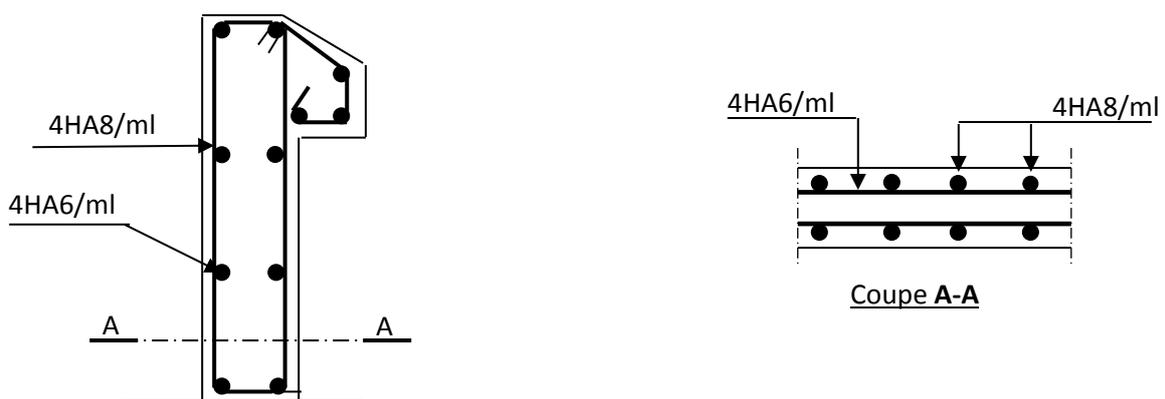
 $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Figure III 22 : schéma de ferrailage acrotère.

III.12. Conclusion :

Le calcul des éléments secondaire est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple, et avec la méthode de Caquot minoré qui s'est bien adaptée à notre cas, leurs sections d'armature sont déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure.

On a une dalle de compression de 4 cm qui a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures (treillis soudé).

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple, leurs sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux, leurs ferrillages a été fait à la flexion simple.

Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Son ferrillage ainsi déterminé et représenté sur la figure **(III 22)**.

En fin, on a étudié et calculé le ferrillage de l'ascenseur qui a été fait à la flexion simple.

Chapitre IV

Etude sismique de l'ouvrage :

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **ETABS version 9.7.4**.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul (ETABS version 9.7.4):

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, Châteaux d'eau...) et travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

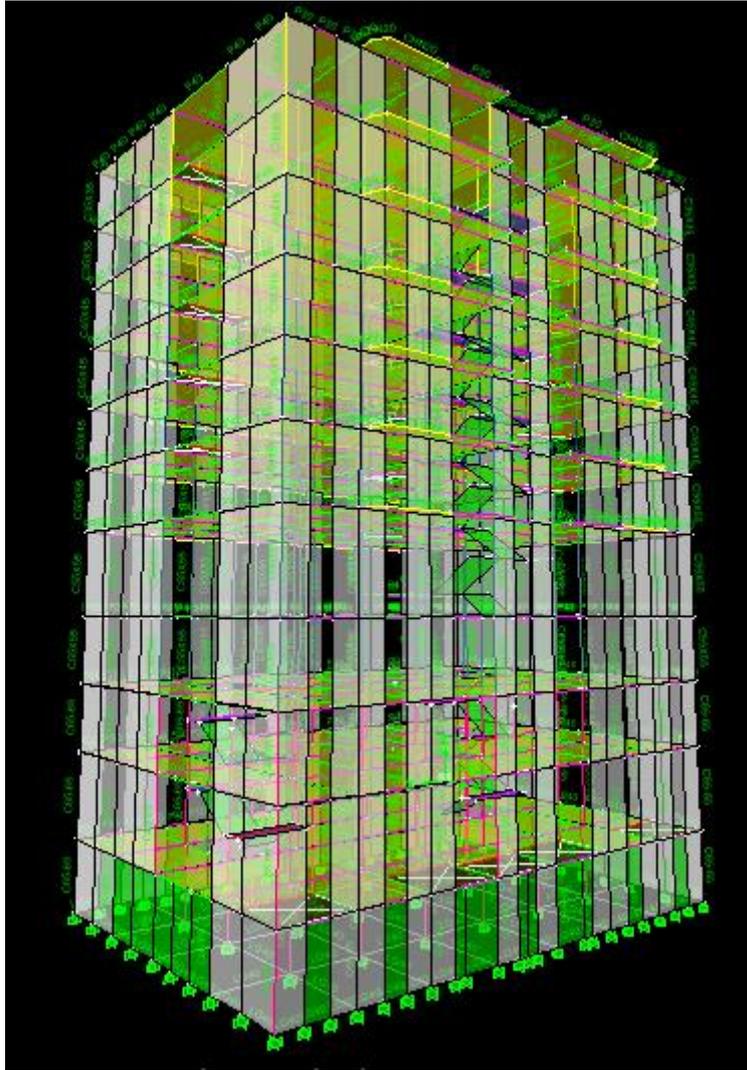


Figure IV 1 : Vue en 3D.

IV.3. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut

être mené suivant trois méthodes: $\left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{La méthode statique équivalente} \\ 2 - \text{La méthode d'analyse modale spectrale} \\ 3 - \text{La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme} \end{array} \right.$

Pour l'étude dynamique on choisit la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures c'est la méthode d'analyse modale spectrale, dans cette méthode, on recherche 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.

IV.3.1. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st})

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (article 4.2.3)}$$

Détermination des coefficients

$$A \text{ (Coefficient d'accélération de zone)} \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

Le coefficient R (coefficient de comportement de la structure)

Dans notre cas, on adopte un système de contreventement voile porteur avec justification de l'interaction, donc : $R = 3.5$

Poids total de la structure w

On a extrait le poids total de la structure directement dans le logiciel ETABS V.9.7.4, ce qui donne : $w = 57593.23 \text{ KN}$.

Le coefficient Q (Facteur de qualité)

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$, Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99/2003)

Tableau IV 1 : Valeurs des pénalités.

Critère q	Observé	P_q /xx	Observé	P_q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	oui	0	oui	0
4- Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	non	0.1	non	0.1

IV.3.2. Calcul de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}, \text{ Avec : } \begin{cases} h_N: \text{Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au} \\ \text{dernier niveau, On a } h_N = 32.98 \text{ m} \\ C_T: \text{Coefficient fonction du système de contreventement} \end{cases}$$

$$T = 0.050 \times (32.98)^{3/4} = 0.69 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \implies \begin{cases} T_x = 0.59 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

On a un contreventement assuré par un système mixte voiles portique avec interaction,

$$C_T = 0.05 \text{ (tableau 4.6 du RPA99/ 2003)}$$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 24.9 \text{ m} \\ L_y = 18 \text{ m} \end{cases}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,69; 0,59) = 0,59 \text{ s} \\ T_y = \min(0,69 ; 0,69) = 0,69 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{Sxx} = 1.3 \times 0.59 = 0.76 \text{ s} \\ T_{Syy} = 1.3 \times 0.69 = 0.89 \text{ s} \end{cases}$$

IV.3.3. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4.13)}$$

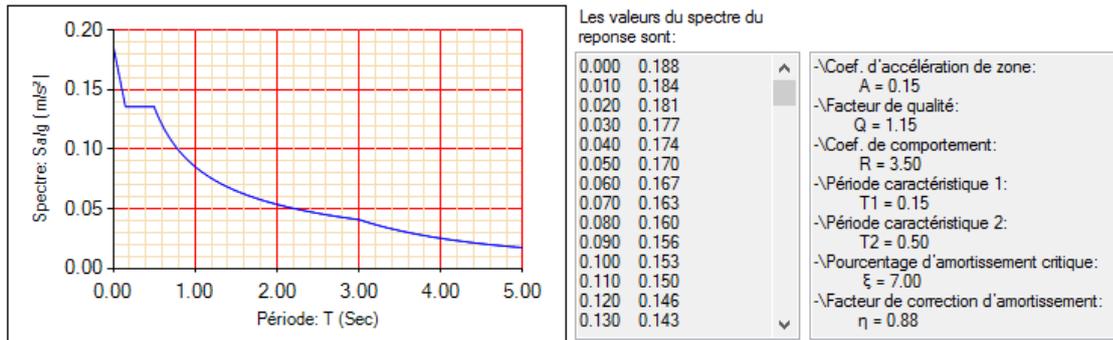


Figure IV 2 : Spectre de réponse.

IV.4. Disposition des voiles de contreventement

La disposition des voiles a été faite après plusieurs tentative, la disposition des voiles doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion toute en respectant la régularité de la structure.

La déposition des voiles retenus est représentée par la figure ci-dessous :

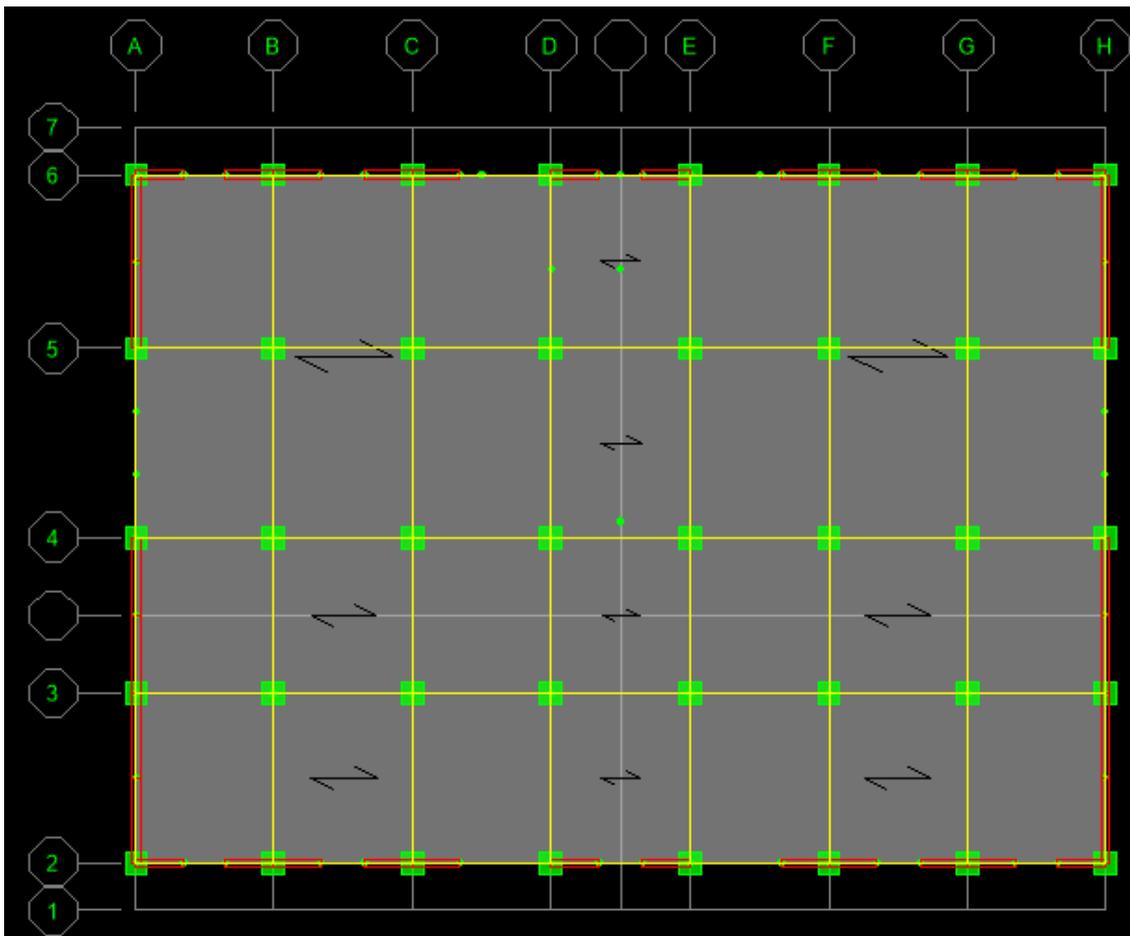


Figure IV 3 : Disposition des voiles de contreventement.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS V.9.7.4

IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le model fait sur le logiciel et la déposition des voiles nous dans une participation massique de l'ordre à dépasser 90% apparaitre de 16^{eme} mode dans deux sens.

Tableau IV 2 : Périodes et taux de participation massique pour chaque mode.

Mode	Période sec	UX	UY	Somme UX	Somme UY
1	0.757127	69.0033	0.0001	69.0033	0.0001
2	0.556915	0.0001	64.2319	69.0034	64.2319
3	0.380794	0.0034	0	69.0068	64.2319
4	0.227204	10.3537	0	79.3605	64.2319
5	0.137929	0.8902	0.0009	80.2507	64.2328
6	0.135163	0	17.2509	80.2507	81.4837
7	0.126174	0.0001	0	80.2508	81.4837
8	0.115233	0.0054	2.7929	80.2562	84.2767
9	0.114383	4.7919	0.0044	85.0481	84.2811
10	0.094401	0	0	85.0482	84.2811
11	0.071884	2.77	0	87.8182	84.2812
12	0.06141	0	7.0806	87.8182	91.3618
13	0.048066	2.1336	0	89.9518	91.3618
14	0.044741	0.0047	0.0001	89.9565	91.3619
15	0.038895	0	3.0822	89.9565	94.4441
16	0.036371	1.8038	0	91.7604	94.4441

Le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation.

Le facteur d'amplification dynamique D

La période utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est $1,3 T_{\text{empirique}}$, cette condition est liée au choix de la période appropriée pour le calcul de l'effort tranchant à la base. (Interprétation de l'article 4.2.4. des RPA

Ver 2003 « Rafik TALEB »).

Tableau IV 3 : comment choisir la période de calcul de V_{MSB} .

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

$$\text{On a calculé : } \begin{cases} T_{\text{empirique } x} = \min(0,69; 0,59) = 0,59 \text{ s} \\ T_{\text{empirique } y} = \min(0,69; 0,69) = 0,69 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Période majorées de 30\% } \begin{cases} 1,3 T_{\text{empirique } x} = 0,76 \text{ s} \\ 1,3 T_{\text{empirique } y} = 0,89 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{La période analytique (Etabs) : } \begin{cases} T_{\text{analytique } x} = 0,75 \text{ s} \\ T_{\text{analytique } y} = 0,55 \text{ s} \end{cases}$$

Alors selon le tableau ci-dessus on choisit la période de calcul de V_{MSB} :

$$\text{Pour : } T_{\text{empirique } x} = 0,59 \text{ s} < T_{\text{analytique } x} = 0,75 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empirique } x} = 0,76 \text{ s}$$

On prend la période $T_x = 0,59 \text{ s}$

$$\text{Et pour : } T_{\text{empirique } y} = 0,69 \text{ s} > T_{\text{analytique } y} = 0,55 \text{ s}$$

On prend la période $T_y = 0,55 \text{ s}$

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s, \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule, $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$\xi = 7\%$ où : $\eta = 0.88$ (le cas le plus défavorable)

Calcule des périodes caractéristiques relatives au sol T_1 et T_2 , RPA99/2003 (Tableau 4.7) :

Le sol d'implantation de la structure est classé site S3 (meuble) $\Rightarrow \{T_2 = 0,50\text{ s}\}$

$$D = 2.5\eta \left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 1.97$$

$$D_y = 2.06$$

La force sismique totale à la base de la structure est : 57593.23

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.15}{3.5} \times 57251.91 = 5558.75 \text{ KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.06 \times 1.15}{3.5} \times 57251.91 = 5812.70 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Tableau IV 4 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

V à la base	Vdyn	0.8×Vst	Observation
Suivant X-X	4460.13	4447	vérifier
Suivant Y-Y	4774.69	4650.16	vérifier

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles porteurs

Les charges horizontales et verticales sont reprises par les voiles proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA/99 :

- { Les voiles doivent reprendre presque la totalité de l'effort tranchant d'étage
- { Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile porteur est vérifiée

- **Sous charges verticales**

Tableau IV 5 : Vérification de l'interaction voiles porteurs sous charges verticales.

niveaux	Portiques kN	Voiles kN	(%) repris		Obs
			Portiques	voiles	
9	2627.78	2840.22	48.06	51.94	vérifiée
8	4821.11	5717.32	45.75	54.25	vérifiée
7	7123.7	8729.96	44.93	55.07	vérifiée
6	9431.39	11737.5	44.55	55.45	vérifiée
5	11763.35	14720.77	44.42	55.58	vérifiée
4	14250.98	17854.37	44.39	55.61	vérifiée
3	17159.9	21414.24	44.49	55.51	vérifiée
2	20620.32	24683.31	45.52	54.48	vérifiée
1	23749.76	27795.87	46.08	53.92	vérifiée
RDC	27196.55	31303.33	46.49	53.51	vérifiée

- Sous charges horizontales

Tableau IV 6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens x-x.

niveaux	portiques kN	voiles kN	(%) repris		Obs
			Portiques	voiles	
9	109.98	742.41	12.90	87.10	vérifiée
8	137.25	1357.57	9.18	90.82	vérifiée
7	286.62	1785.49	13.83	86.17	vérifiée
6	352.7	2243.28	13.59	86.41	vérifiée
5	393.67	2664.25	12.87	87.13	vérifiée
4	559.85	2911.5	16.13	83.87	vérifiée
3	535.79	3335.79	13.84	86.16	vérifiée
2	383.25	3769.87	9.23	90.77	vérifiée
1	962.31	3370.72	22.21	77.79	vérifiée
RDC	504.29	3945.55	11.33	88.67	vérifiée

Tableau IV 7 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens y-y.

niveaux	portiques kN	Voiles kN	(%) repris		Obs
			portiques	voiles	
9	211.03	801.52	20.84	79.16	vérifiée
8	255.04	1491.91	14.60	85.40	vérifiée
7	427.57	1928.36	18.15	81.85	vérifiée
6	397.98	2482.73	13.82	86.18	vérifiée
5	365.48	2962.11	10.98	89.02	vérifiée
4	478.79	3238.33	12.88	87.12	vérifiée
3	323.47	3767.16	7.91	92.09	Vérifiée
2	254.29	4107.88	5.83	94.17	Vérifiée
1	420.88	4138.21	9.23	90.77	Vérifiée
RDC	247.33	4469.32	5.24	94.76	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au Séisme, Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d: \text{ désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton} \\ B_c: \text{ Est l'aire (section brute) de cette dernière} \end{array} \right.$

Tableau IV 8 : Vérification de l'effort normale réduit.

Niveau	N _d (KN)	Type de poteau	Combinaisons	B (m ²)	ν	Remarque
étage 09	296.57	Carrés	ELA	0.123	0.1	vérifier
étage 08	480.4	Carrés	ELA	0.123	0.16	vérifier
étage 07	668.39	Carrés	ELA	0.203	0.13	vérifier
étage 06	855.93	Carrés	ELA	0.203	0.17	vérifier
étage 05	1044.38	Carrés	ELA	0.203	0.21	vérifier
étage 04	1242.82	Carrés	ELA	0.303	0.16	vérifier
étage 03	1637.96	Carrés	ELA	0.303	0.22	vérifier
étage 02	1835.58	Carrés	ELA	0.303	0.24	vérifier
étage 01	2256.06	Carrés	ELA	0.423	0.21	vérifier
RDC	3077.44	Carrés	ELA	0.423	0.29	vérifier

IV.5.5. Vérification des déplacements

Selon le RPA99/2003 (Article 4.4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure Est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}, \text{ Avec } \left\{ \begin{array}{l} \delta_{ek}: \text{ Déplacement dû aux forces } F_i \text{ (compris l'effet de torsion)} \\ R: \text{ Coefficient de comportement} = 3.5 \end{array} \right.$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99/2003 (Article 5.10), h_e : la hauteur de l'étage

Tableau IV 9 : Vérification des déplacements (sens x-x).

Niveau	h_K (m)	sens x-x					Obs
		δ_{eK} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K (%)	
étage 09	3.06	0.0209	0.07315	0.0693	0.00385	0.00126	Vérifiée
étage 08	3.06	0.0198	0.0693	0.06475	0.00455	0.00149	Vérifiée
étage 07	3.06	0.0185	0.06475	0.05915	0.0056	0.00183	Vérifiée
étage 06	3.06	0.0169	0.05915	0.0525	0.00665	0.00217	Vérifiée
étage 05	3.06	0.015	0.0525	0.0448	0.0077	0.00252	Vérifiée
étage 04	3.06	0.0128	0.0448	0.0364	0.0084	0.00275	Vérifiée
étage 03	4.08	0.0104	0.0364	0.0238	0.0126	0.00309	Vérifiée
étage 02	3.23	0.0068	0.0238	0.01435	0.00945	0.00293	Vérifiée
étage 01	3.23	0.0041	0.01435	0.0063	0.00805	0.00249	Vérifiée
RDC	4.08	0.0018	0.0063	0	0.0063	0.00154	Vérifiée

Tableau IV 10 : Vérification des déplacements (sens y-y).

Niveau	h_K (m)	sens y-y					Obs
		δ_{eK} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K (%)	
étage 09	3.06	0.0144	0.0504	0.04515	0.00525	0.00172	Vérifiée
étage 08	3.06	0.0129	0.04515	0.03955	0.0056	0.00183	Vérifiée
étage 07	3.06	0.0113	0.03955	0.03395	0.0056	0.00183	Vérifiée
étage 06	3.06	0.0097	0.03395	0.02835	0.0056	0.00183	Vérifiée
étage 05	3.06	0.0081	0.02835	0.02275	0.0056	0.00183	Vérifiée
étage 04	3.06	0.0065	0.02275	0.01785	0.0049	0.00160	Vérifiée
étage 03	4.08	0.0051	0.01785	0.01155	0.0063	0.00154	Vérifiée
étage 02	3.23	0.0033	0.01155	0.007	0.00455	0.00141	Vérifiée
étage 01	3.23	0.002	0.007	0.00385	0.00315	0.00098	Vérifiée
RDC	4.08	0.0011	0.00385	0	0.00385	0.00094	Vérifiée

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

- V_K : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».
- h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV 11 : Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	HK (m)	PK (kN)	sens X-X			sens y-y		
			ΔK (m)	VK (kN)	Θ(%)	ΔK (cm)	VK (kN)	Θ(%)
Etage 9	3.06	5013.83	0.00385	849.46	0.00743	0.00525	1013.88	0.00848
Etage 8	3.06	9516.54	0.00455	1497.43	0.00945	0.0056	1756.7	0.00991
Etage 7	3.06	14264.05	0.0056	2081.81	0.01254	0.0056	2366.88	0.01103
Etage 6	3.06	19011.56	0.00665	2611.52	0.01582	0.0056	2896.52	0.01201
Etage 5	3.06	23759.07	0.0077	3078.36	0.01942	0.0056	3347.14	0.01299
Etage 4	3.06	28812.58	0.0084	3496.06	0.02262	0.0049	3737.67	0.01234
Etage 3	4.08	34662.13	0.0126	3899.63	0.02745	0.0063	4114.05	0.01301
Etage 2	3.23	39972.68	0.00945	4184.48	0.02795	0.00455	4386.4	0.01284
Etage 1	3.23	45386.3	0.00805	4365.18	0.02591	0.00315	4582.43	0.00966
RDC	4.08	51485.88	0.0063	4480.17	0.01774	0.00385	4743.42	0.01024

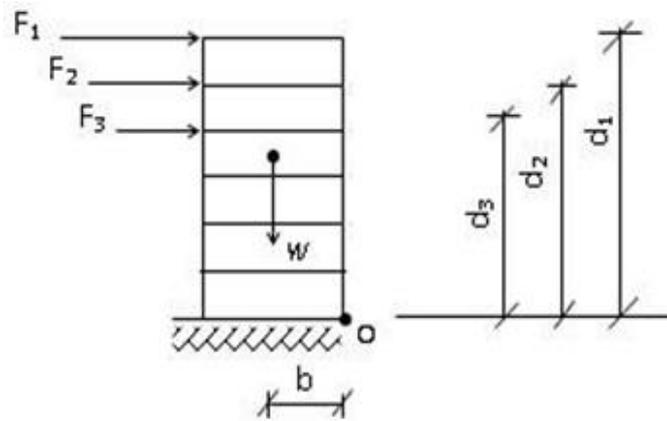
On remarque que les valeurs sont inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5.7. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{\text{renversement}} = M_{F/0} = \sum_i^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilité}} = M_{W/0} = W \times b$$



Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilité}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

Tableau IV 12 : Vérification de l'équilibre de la structure.

/	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	observation
Sens x-x	57593.23	12.5	719915.375	99968.95	7.2 ≥ 1.5	Vérifiée
Sens y-y	57593.23	9	518339.07	106942.198	4.85 ≥ 1.5	Vérifiée

On a $M_s / M_r > 1.5$: donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferrailage correct, on peut donc passer à l'étape du ferrailage

Récapitulation :

Tableau IV 12 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
Poteau (cm2)	65×65	55×55			45×45			35×35		
Voiles e = cm	20									
P.P (cm2)	30×40									
P.S à la périphérie de la structure (cm2)	30×35									
P.S au milieu de la structure (cm2)	30×30									

IV.6. CONCLUSION

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS V.9.7.4, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela a été effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement voiles porteurs, et cela est dû à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier les exigences de l'interaction voiles porteurs (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$ pour tous les niveaux. Le nombre total des voiles prévus est de 16 disposés selon x et 6 voiles et selon y. Ces voiles vont supporter en moyenne 54.53 % d'efforts verticaux.

Et des portiques poteaux-poutres, des poteaux de dimension : (65*65) aux niveaux de RDC, sous-sol et 1^{er} étage, 55*55 pour 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages, 45*45cm pour le 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème}

étages, 35*35cm pour le 8^{ème} et 9^{ème} étages, avec des poutres de 30*40cm pour le sens principale

(y-y), des poutres au milieu de la structure de 30*30cm pour le sens secondaire (x-x), et des poutres à la périphérie de la structure de 30*35cm pour le sens secondaire (x-x).

La modélisation qui a été faite avec logiciel ETABS V9, nous a donnée des résultats satisfaits vis-à-vis des exigences des regèles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des translations, le 1^{er} selon X et le 2^{ème} selon Y, et le 3eme est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 16 selon x et selon y. et ce le nombre de modes à prendre dans le calcul.

Cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferrailage correct, on peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les exigences du RPA99/2003

Armatures longitudinales.

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

- $A^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A^{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A^{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L^{\min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V 1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Sous-sol	65x65	33.8	169	253.5
RDC	65x65	33.8	169	253.5
Etage 1	65x65	33.8	169	253.5
Etage 2	55x55	24.2	121	181.5
Etage 3	55x55	24.2	121	181.5
Etage 4	55x55	24.2	121	181.5
Etage 5	45x45	16.2	81	121.5
Etage 6	45x45	16.2	81	121.5
Etage 7	45x45	16.2	81	121.5
Etage 8	35x35	9.8	49	73.5
Etage 9	35x35	9.8	49	73.5

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

V.2.1. LES SOLLICITATIONS

Tableau V 2 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.

Niveaux	Sous-sol et RDC et Etage1	Etages 2 et 3 et 4	Etage5 et 6 et 7	Etage8 et 9
N _{max} → M _{cor} (ELA)	3077.44 → -197.579 (ELA)	1835.58 → 13.325 (ELU)	1044.38 → -8.208 (ELU)	480.4 → -6.102 (ELU)
M _{max} → N _{cor} (ELA)	266.659 → -1795.74	-75.668 → 1049.72	45.106 → 367.63	38.897 → 130.63
N _{min} → M _{cor} (ELA)	-1982.37 → 43.237	-1011.19 → 3.37	-282.28 → 5.78	-85.81 → 8.558
V _{max}	273.45	-104.5	-73.07	46.23

V.2.2. Ferrailage des poteaux

V.2.2.1. Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul :

➤ 1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Ce calcul se fait à la flexion composée ($N+M$) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 3077.44 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = -197.579 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 2.5 \text{ cm}$

$$b_1 = 65 \text{ cm} ; h_1 = 65 \text{ cm} ; d = 62.5 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 6.42 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

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, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.725653 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1.120811 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.025) \times 0,65 \times 0.65 \times 18.48 \\ = 1.55219 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$1.120811 < 1.55219 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.155 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.212 \\ z = 0.572 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 31.72 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -45.22 \text{ cm}^2 ; A_s = 0$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V 3 : Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{adoptée} (cm ²)
RDC et Sous-sol Et Etage 1	65x65	S.P.C	0	4.91	33.8	4HA20+12HA16=36.7
		S.P.C	0			
		S.P.C	0			
Etage 2 et 3 et 4	55x55	S.P.C	0	3.49	24.2	4HA16+12HA14=26.51
		S.P.C	0			
		S.P.C	0			
Etage 5 et 6 et 7	45x45	S.P.C	0	2.30	16.2	12HA14=18.47
		S.P.C	0			
		S.P.C	0			
Etage 8 et 9	35x35	S.P.C	0	1.37	9.8	4HA12+4HA14=10.68
		S.P.C	1.44			
		S.P.C	0			

V.2.2.2. Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 9^{ème} Etage

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d’armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

b = 35cm h₁=35cm h_e= 3.06m V = 46.23 KN

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h₁ : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armatures transversales.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

λ_g : Élancement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule

d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ Exemple de calcul

$b = 35 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$, $h_e = 3.06\text{m}$, $V = 45.54 \text{ KN}$, $\phi_1^{\min} = 12 \text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 2.14 \text{ m} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} = 6.11, \quad \lambda_g = \frac{l_f}{h} = 6.11$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 12 \text{ cm} \\ \text{zone nodale} \rightarrow 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 0.99 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 0.66 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 1.26 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 0.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} \rightarrow 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone nodale} \rightarrow 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V 4 : Ferrailage transversale des poteaux.

Niveau	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
Section (Cm ²)	65×65	55×55	45×45	35×35
ϕ_t^{\min} (Cm)	1.6	1.4	1.4	1.2
l_f (m)	2.85	2.85	2.14	2.14
λ_g	4.38	5.19	4.76	6.11
V_{\max} (KN)	273.45	104.5	73.07	46.23
ρ	3.75	2.5	3.75	2.5
t_{nodale} (Cm)	8	8	8	8
t_{courante} (Cm)	10	12	12	12
A_t^{nodale} (Cm ²)	3.16	0.96	1.22	0.66
A_t^{courant} (Cm ²)	3.94	1.43	1.83	0.99
$A_{t_{\text{nodale}}}^{\min}$ (Cm ²)	2.37	1.32	1.29	0.84
$A_{t_{\text{courant}}}^{\min}$ (Cm ²)	3.55	1.98	1.94	1.26
$A_t^{\text{adoptée}}$	6HA10	4HA8	4HA8	4HA8

V.2.3. Vérifications relatives aux poteaux

V.2.3.1. Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V 5 : Vérification des armatures transversales pour chaque étage.

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
RDC et Sous-sol Et Etage 1	20	6.66	10	Vérifiée
Etage 2 et 3 et 4	16	5.33	8	Vérifiée
Etage 5 et 6 et 7	14	4.66	8	Vérifiée
Etage 8 et 9	14	4.66	8	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

V.2.3.2. Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V 6 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.

Niveaux	Section	Nu (KN)	I _f (m)	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observation
	Cm ²					B _r (m ²)	B _r ^{calc} (m ²)	
Sous-sol et RDC et Etage 1	65x65	3077.44	2.85	15.17	0.782	0.3969	0.1400	Vérifiée
Etage 2 et 3 et 4	55x55	1835.58	2.85	17.92	0.771	0.2809	0.1087	Vérifiée
Etage 5 et 6 et 7	45x45	1044.38	2.14	16.45	0.777	0.1849	0.0614	Vérifiée
Etage 8 et 9	35x35	480.4	2.14	21.16	0.758	0.1089	0.0289	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.3.3. Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$-\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$-\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que ;

$S = b \cdot h + 15 \cdot (A + A')$ n : Section homogénéisée .0.13852

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V 7 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.

Niveau	Section (Cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	V (m)	V' (m ²)	I _{yy'} (m ⁴)	σ _{bc1} MPa	σ _{bc2} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Observation
Sous-sol +RDC + E1	65×65	1886.41	8.707	0,36	0,29	0,0193	5.37	2.84	15	Vérifiée
E2+ E3+ E4	55×55	1329.91	9.513	0,30	0,25	0,0098	5.22	2.81	15	Vérifiée
E5+E6+ E7	45×45	758.7	-5.967	0,25	0,20	0,0043	4.12	2.73	15	Vérifiée
E8 + E9	35×35	348.86	-4.446	0,19	0,16	0,0016	2.64	2.44	15	Vérifiée

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

V.2.3.4. Vérification au cisaillement :

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V 8 : Vérification au cisaillement des poteaux.

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol et RDC et Etage 1	65×65	2.85	4.38	0.04	0.625	273.45	0.67	1	Vérifiée
Etage 2 et 3 et 4	55×55	2.85	5.19	0.075	0.525	104.5	0.36	1.88	Vérifiée
Etage 5 et 6 et 7	45×45	2.14	4.76	0.04	0.425	73.07	0.38	1	Vérifiée
Etage 8 et 9	35×35	2.14	6.11	0.075	0.325	46.23	0.41	1.88	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 20$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 2 = 80$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 90$ cm.

Pour $\emptyset = 16$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 70$ cm.

Pour $\emptyset = 14$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

Pour $\emptyset = 12$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 50$ cm.

V.2.4. Schéma de ferrailage

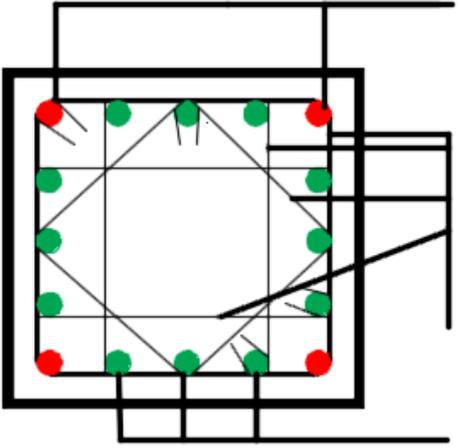
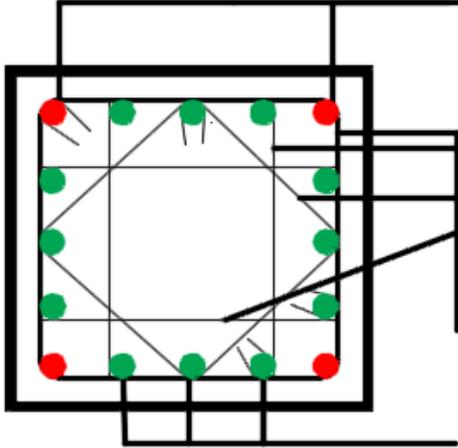
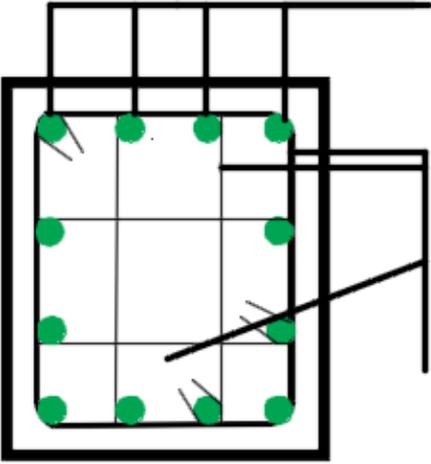
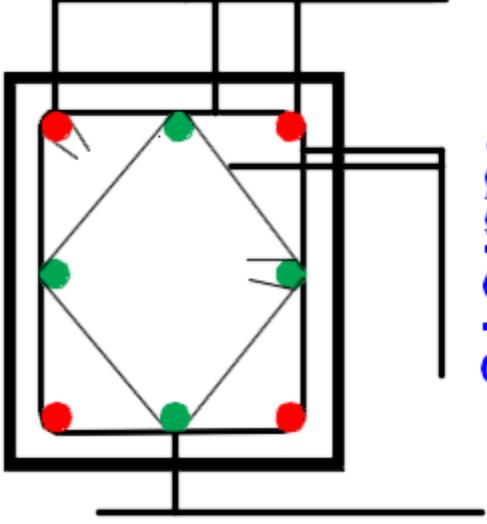
<p>Sous-sol, RDC et Etage 1</p>	<p>2, 3 et 4 Etages</p>
<p>Poteaux de (65×65)</p> <p>4HA20</p>  <p>cadre T10</p> <p>12HA16</p>	<p>Poteaux de (55×55)</p> <p>4HA16</p>  <p>cadre T8</p> <p>12HA14</p>
<p>5, 6 et 7 Etages</p>	<p>8 et 9 Etages</p>
<p>Poteaux de (45×45)</p> <p>12HA14</p>  <p>cadre T8</p>	<p>Poteaux de (35×35)</p> <p>4HA14</p>  <p>cadre T8</p> <p>4HA12</p>

Figure V 1 : Schéma de ferrailage dans les différents poteaux.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$ (ELU)

$G+Q$ (ELS)

$G+Q\pm E$ (ELA)

$0.8G\pm E$ (ELA)

➤ 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 II_a.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

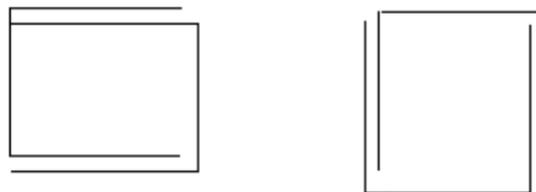


Figure V 2 : Armature transversale dans la zone nodale.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 Art 7.5.2.2**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \text{ en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

V.3.1. Sollicitation et ferrailage des poutres des poutres secondaires :**V.3.1.1. Les poutres au milieu de la structure****Tableau V 9 : les moments fléchissant et le ferrailage sous les différentes combinaisons.**

niveau	Poutres		M (Kn.m)	A _{cal} (Cm ²)	Choix des barres	A _s (Cm ²)	A _{min} BAEL (Cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	A _{max} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)
Sous-Sol	Appuis	Sup	-9.495	0.87	3HA14	1.56	1	4.5	36	9.24
		Inf	7.628	0.69	3HA14					
	En Travée		2.884	0.3	3HA14	0.6				9.24
RDC	Appuis	Sup	-34.921	3.32	3HA14	5.35	1	4.5	36	9.24
		Inf	21.731	2.03	3HA14					
	En Travée		9.457	1	3HA14	2				9.24
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-39.831	3.81	3HA14	7.08	1	4.5	36	9.24
		Inf	34.383	3.27	3HA14					
	En Travée		19.59	2.11	3HA14	4.22				9.24
9 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-30.601	2.89	3HA14	5.4	1	4.5	36	9.24
		Inf	26.72	2.51	3HA14					
	En Travée		17.221	1.85	3HA14	3.7				9.24

V.3.1.2. Les poutres à la périphérie de la structure

Tableau V 10 : les moments fléchissant et le ferrailage sous les différentes combinaisons.

niveau	Poutres		M (Kn.m)	A_{cal} (Cm^2)	Choix des barres	A_s (Cm^2)	A_{min} BAEL (Cm^2)	A_{min} RPA (Cm^2)	A_{max} (Cm^2)	$A_{adopté}$ (Cm^2)
Sous-Sol	Appuis	Sup	-8.591	0.67	3HA16	1.45	1.17	5.25	42	12.06
		Inf	10.009	0.78	3HA16					
	En Travée		3.407	0.3	3HA16	0.6				12.06
RDC	Appuis	Sup	-119.51	10.39	6HA16	20.71	1.17	5.25	42	24.12
		Inf	118.76	10.32	6HA16					
	En Travée		3.23	0.29	3HA16	0.58				12.06
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etage	Appuis	Sup	-163.95	15.16	3HA20+ 3HA16	30.22	1.17	5.25	42	30.9
		Inf	163.07	15.06	3HA20+ 3HA16					
	En Travée		15.47	1.39	3HA20	2.78				18.84
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-123.59	10.80	6HA16	20.52	1.17	5.25	42	22.11
		Inf	112.75	9.72	5HA16					
	En Travée		20.12	1.82	3HA16	3.64				12.06
9 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-70.126	5.76	3HA16	10.63	1.17	5.25	42	12.06
		Inf	59.882	4.87	3HA16					
	En Travée		18.307	1.65	3HA16	3.3				12.06

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres des poutres principales :

V.3.2.1. Les poutres au milieu de la structure

Tableau V 11 : les moments fléchissant et le ferrailage sous les différentes combinaisons.

niveau	Poutres		M (Kn.m)	A _{cal} (Cm ²)	Choix des barres	A _S (Cm ²)	A _{min} BAEL (Cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	A _{max} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)
Sous-Sol	Appuis	Sup	-65.11	4.54	3HA16	7.11	1.35	6	48	12.06
		Inf	37.6	2.57	3HA16					
	En Travée		51.893	4.17	3HA16	8.34				12.06
RDC et 1 ^{er} Etage	Appuis	Sup	-54.329	3.76	3HA16	5.81	1.35	6	48	12.06
		Inf	30.114	2.05	3HA16					
	En Travée		39.121	3.1	3HA16	6.2				12.06
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	Appuis	Sup	-88.916	6.31	4HA16	9.92	1.35	6	48	14.07
		Inf	52.33	3.61	3HA16					
	En Travée		51.867	4.16	3HA16	8.32				12.06
4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-71.932	5.04	3HA16	7.25	1.35	6	48	12.06
		Inf	32.479	2.21	3HA16					
	En Travée		39.204	3.11	3HA16	6.22				12.06
9 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-61.633	4.29	3HA16	6.59	1.35	6	48	12.06
		Inf	33.731	2.3	3HA16					
	En Travée		40.682	3.23	3HA16	6.46				12.06

V.3.2.2. Les poutres à la périphérie de la structure

Tableau V 12 : les moments fléchissant et le ferrailage sous les différentes combinaisons.

niveau	Poutres		M (Kn. m)	A _{cal} (Cm ²)	Choix des barres	A _{S cal} (Cm ²)	A _{min} BAEL (Cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	A _{max} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)
Sous-Sol	Appuis	Sup	-14.08	0.95	3HA16	1.57	1.35	6	48	12.06
		Inf	9.292	0.62	3HA16					
	En Travée		2.848	0.22	3HA16	0.44				12.06
RDC	Appuis	Sup	-51.59	3.56	3HA16	5.13	1.35	6	48	12.06
		Inf	23.23	1.57	3HA16					
	En Travée		21.31	1.66	3HA16	3.32				12.06
1 ^{er} Etage	Appuis	Sup	-61.54	4.28	3HA16	6.43	1.35	6	48	12.06
		Inf	31.55	2.15	3HA16					
	En Travée		21.24	1.64	3HA16	3.28				12.06
2 ^{ème} , 3 ^{ème} me et 4 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-86.00	6.09	4HA16	9.92	1.35	6	48	14.07
		Inf	55.15	3.83	3HA16					
	En Travée		27.66	2.15	3HA16	4.3				12.06
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} Etages	Appuis	Sup	-94.22	6.72	4HA16	10.9	1.35	6	48	14.07
		Inf	60.21	4.18	3HA16					
	En Travée		21.31	1.66	3HA16	3.32				12.06

V.3.3. Ferrailage longitudinale

➤ Poutres principales :

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 37.5 \text{ cm}$, Fissuration peu nuisible (FPN)

❖ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée de RDC et le Sous-Sol avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 27.66 \text{ KN.m(ELU)} \\ M_{a \text{ sup}} = -86.00 \text{ KN.m (ELA)} \\ M_{a \text{ inf}} = 55.15 \text{ KN.m (ELA)} \end{array} \right.$$

Armatures en travée :

Le calcul se fait à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = 27.66 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.375^2 \times 14.2) = 0.0462 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0462)}) = 0.059$$

$$Z = 0.375 \times (1 - 0.4 \times 0.059) = 0.37 \text{ m}$$

$$A_{st} = 27.66 \times 10^{-3} / (0.37 \times 348) = 2.15 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui supérieur :

$$\mu_{bu} = 86 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.375^2 \times 18.48) = 0.11 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.11)}) = 0.15$$

$$Z = 0.375 \times (1 - 0.4 \times 0.15) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{st} = 86 \times 10^{-3} / (0.35 \times 400) = 6.09 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui inférieur :

$$\mu_{bu} = 55.15 \times 10^{-3} / (0.3 \times 0.375^2 \times 18.48) = 0.071 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.071)}) = 0.092$$

$$Z = 0.375 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = 0.36 \text{ m}$$

$$A_{st} = 55.15 \times 10^{-3} / (0.36 \times 400) = 3.83 \text{ cm}^2$$

Les tableaux au-dessus regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

➤ **Poutres secondaire :**

Les poutres aux milieux de la structure :

Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27.5 \text{ cm}$, Fissuration peu nuisible (FPN)

Les poutres à la périphérie de la structure :

Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 32.5 \text{ cm}$, Fissuration peu nuisible (FPN)

Les tableaux au-dessus regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

V.3.4. Ferrailage transversale

❖ **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) et la poutre secondaire (30×30) et (30×35) les plus sollicitées de Sous-Sol :

❖ Calcul de \emptyset_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales}(30 \times 40): \emptyset_t \leq \min(16; 11.5; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires}(30 \times 30): \emptyset_t \leq \min(14; 8.6; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires}(30 \times 35): \emptyset_t \leq \min(16; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit :

Poutres principales :

$$\emptyset_t = 10 \text{ mm et } A_t = 4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

Poutres secondaires :

Pour les poutres (30×30) :

$$\phi_t = 8 \text{ mm et } A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

Pour les poutres (30×35) :

$$\phi_t = 10 \text{ mm et } A_t = 4\phi^2 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

❖ Calcul des espacements S_t

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend, **St=7.5**

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend, **St=15**

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 35 = 1,57 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II, $L_r > 40$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 60 \text{ cm.}$$

V.3.5. Les Vérifications nécessaire

▪ à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \\ \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \\ \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté} \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

V.3.5.1. Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V 13 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres secondaires au milieu de la structure (30X30cm²).

niveau	Poutres (30×30)	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Sous-Sol	PS	9.27	0.11	3,33	Vérifiée
RDC	PS	48.1	0.58	3,33	Vérifiée
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS	54.5	0.66	3,33	Vérifiée
9 ^{ème} Etage	PS	21.98	0.27	3,33	Vérifiée

Tableau V 14 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres secondaires à la périphérie de la structure (30X35cm²).

niveau	Poutres (30×35)	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Sous-Sol	PS	29.23	0.3	3,33	Vérifiée
RDC	PS	184.9	1.89	3,33	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etages	PS	253.12	2.59	3,33	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS	147.07	1.51	3,33	Vérifiée
9 ^{ème} Etage	PS	84.51	0.87	3,33	Vérifiée

Tableau V 15 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres principales au milieu de la structure (30X40cm²).

niveau	Poutres (30x40)	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Sous-Sol	PP	113.3	1.01	3,33	Vérifiée
RDC et 1er Etage	PP	223.15	1.98	3,33	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	PP	174.71	1.55	3,33	Vérifiée
4 ^{er} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PP	92.74	0.82	3,33	Vérifiée
9 ^{ème} Etage	PP	83.53	0.74	3.33	Vérifiée

Tableau V 16 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres principales à la périphérie de la structure (30X40cm²).

niveau	Poutres (30x40)	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Sous-Sol	PP	30.7	0.27	3,33	Vérifiée
RDC	PP	49.18	0.44	3,33	Vérifiée
1er Etage	PP	53.98	0.48	3,33	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	PP	68.96	0.61	3,33	Vérifiée
5 ^{er} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} Etages	PP	65.37	0.58	3.33	Vérifiée

à l'ELS

V.3.5.2. Etat limite de compression de béton

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de Y et I :

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

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

On effectue cette vérification pour les cas les plus défavorables dans les différentes poutres :

Tableau V 17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

niveau	Poutres	Localisation	Ms (KN.m)	Y (Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Obs.	
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS (30)	Travée	14.145	10.21	37682.82	3.83	15	Vérifiée	
		Appui	Sup	10.776	21.97	107798.35		2.04	Vérifiée
			Inf	8.934	21.97	107798.35		1.82	
6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS (35)	Travée	14.489	11.31	55080.82	2.98	15	Vérifiée	
		Appui	Sup	6.55	14.67	88501.75		1.09	Vérifiée
			Inf	6.55	13.73	78993.99		1.14	
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	PP (40)	Travée	24.842	12.32	76047.82	4.02	15	Vérifiée	
		Appui	Sup	27.858	13.80	94020.53		4.09	Vérifiée
			Inf	27.582	12.32	76047.82		4.47	

V.3.5.3. Vérification de l'état limite des aciers

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 (A + A')y - 15 (Ad + A'd') = 0$$

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

Tableau V 18 : Vérification de l'état limite des aciers.

niveau	Poutres		Localisation	Ms (KN.m)	Y (Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Obs.
							σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS (30)	Travée		14.145	10.21	37682.82	97.35	201.63	Vérifiée
		Appui	Sup	10.776	21.97	107798.35	8.29		Vérifiée
			Inf	8.934	21.97	107798.35	6.87		Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS (35)	Travée		14.489	11.31	55080.82	63.88	201.63	Vérifiée
		Appui	Sup	6.55	14.67	88501.75	14.24		Vérifiée
			Inf	6.55	13.73	78993.99	17.13		Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	PP (40)	Travée		24.842	12.32	76047.82	74.38	201.63	Vérifiée
		Appui	Sup	27.858	13.80	94020.53	60.89		Vérifiée
			Inf	27.582	12.32	76047.82	82.59		Vérifiée

V.3.5.4. Etat limite de déformation ArtB.6.5, 2 BAEL91R99

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

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

On fait le calcul pour les cas les plus défavorables :

Tableau V 19 : Vérification de l'état limite de déformation.

niveau	Poutre	h_t (c m)	B (c m)	L (m)	A_s (cm ²)	$M_{t_{ser}}$ (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	PP	40	30	4.8	6.03	24.84	0.083 > 0,063	0,083 > 0.046	0.005 ≤ 0,01
6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS	35	30	3.5	9.42	14.49	0.1 > 0,063	0,1 > 0.082	0.01 ≤ 0,01
1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS	30	30	3.5	6.03	14.15	0.086 > 0,063	0,086 > 0.083	0.007 ≤ 0,01

Remarque

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

V.3.6. Vérification de la zone nodale (RPA99/2003Art 7.6.2)

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

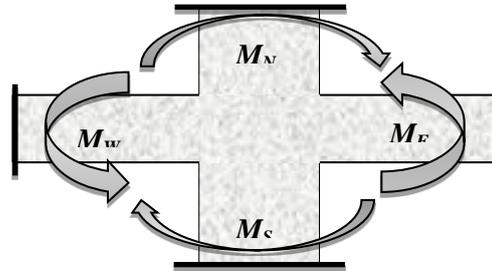


Figure V 3 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Tableau V 20 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h(m)	z(m)	A(cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC	0,65	0,585	36.7	348	747.14
Etage 1 et 2	0,55	0,495	26.51	348	456.66
Etage 3	0,45	0.405	18.47	348	260.32
Etage 4	0,35	0,315	10.68	348	117.07

Tableau V 21 : Les moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-Sol	PS	Appui	30	27	9.24	348	86.82
RDC	PS	Appui	30	27	9.24	348	86.82
1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème} et 4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages	PS	Appui	30	27	9.24	348	86.82
9 ^{ème} Etages	PS	Appui	30	27	9.24	348	86.82

Tableau V 22 : Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-Sol	PP	Appui	40	36	12.06	348	151.09
RDC et 1 ^{er} Etage	PP	Appui	40	36	12.06	348	151.09
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	PP	Appui	40	36	14.07	348	176.27
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème} Etages	PP	Appui	40	36	12.06	348	151.09
9 ^{ème} Etages	PP	Appui	40	36	12.06	348	151.09

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V 23 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	Plan	M _N	M _S	M _n +M _s	M _w	1.25 (M _e +M _w)	Observation
Sous-sol	Pp	747.14	747.14	1494.28	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
RDC	Pp	747.14	747.14	1494.28	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E1	Pp	747.14	456.66	1203.8	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E2	Pp	456.66	456.66	913.32	176.27	440.68	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E3	Pp	456.66	456.66	913.32	176.27	440.68	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E4	Pp	456.66	260.32	694	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E5	Pp	260.32	260.32	474.68	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E6	Pp	260.32	260.32	474.68	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E7	Pp	260.32	117.07	354.41	151.09	377.73	Non Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée

On constate qu'à partir du 7^{ème} étage les nœuds ne vérifient pas les recommandations du RPA99/2003. Donc, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit augmenter le ferrailage des poteaux au niveau des zones nodales.

Donc on ferraille les poteaux du 8^{ème} et 9^{ème} étage avec : **8HA14 = 12.32cm²**.

Tableau V 24 : Récapitulation des moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h(m)	z(m)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN. m)
Sous-sol, RDC	0,65	0,585	36.7	348	747.14
Etage 1 et 2	0,55	0,495	26.51	348	456.66
Etage 3	0,45	0.405	18.47	348	260.32
Etage 4	0,35	0,315	12.32	348	135.05

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V 25 : Revérification de la zone nodale.

Niveau	Plan	M _N	M _S	M _n +M _s	M _w	1.25 (M _e +M _w)	Observation
Sous-sol	Pp	747.14	747.14	1494.28	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
RDC	Pp	747.14	747.14	1494.28	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E1	Pp	747.14	456.66	1203.8	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E2	Pp	456.66	456.66	913.32	176.27	440.68	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E3	Pp	456.66	456.66	913.32	176.27	440.68	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E4	Pp	456.66	260.32	694	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E5	Pp	260.32	260.32	474.68	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E6	Pp	260.32	260.32	474.68	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée
E7	Pp	260.32	135.05	395.37	151.09	377.73	Vérifiée
	Ps				86.82	217.05	Vérifiée

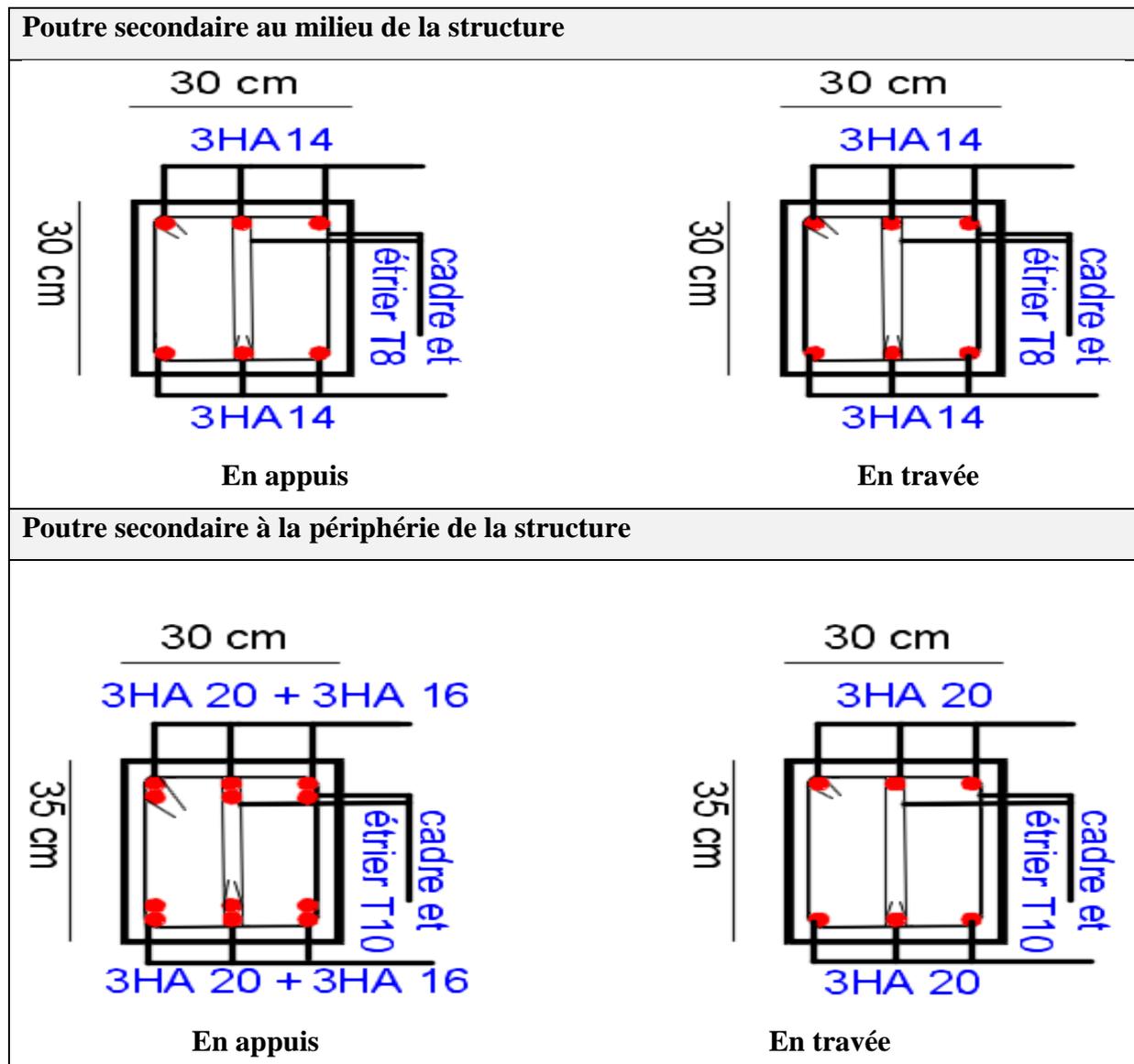
Remarque

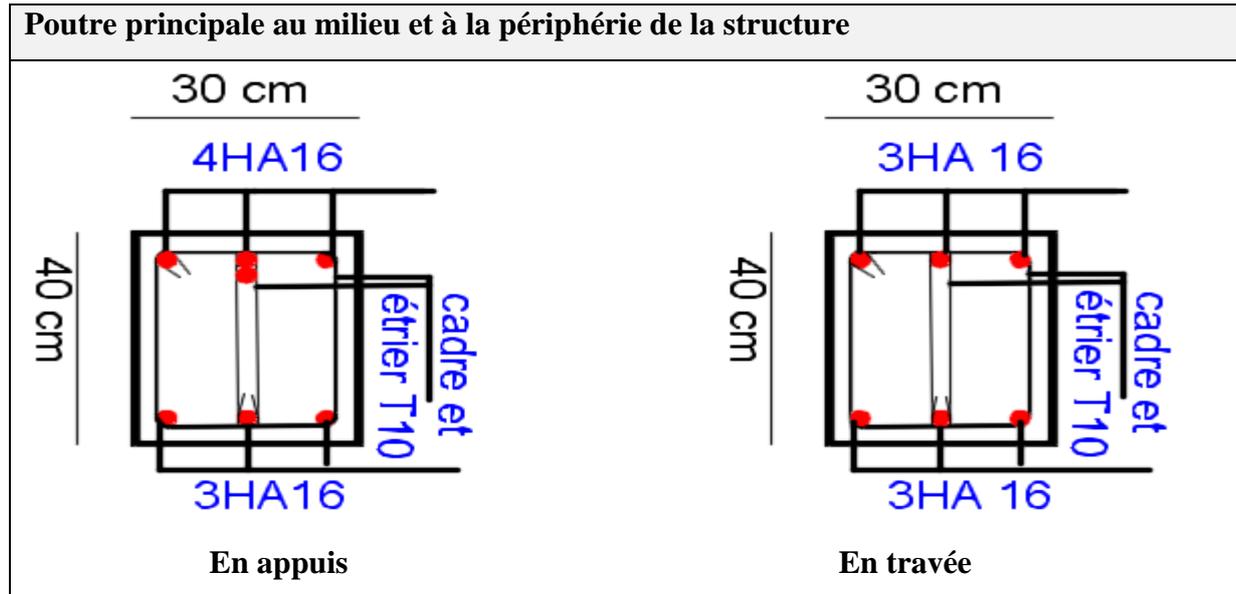
- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

V.3.7. Conclusion

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux, sont supérieures aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.8. Schéma de ferrailage





V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ($e \times I$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

➤ Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

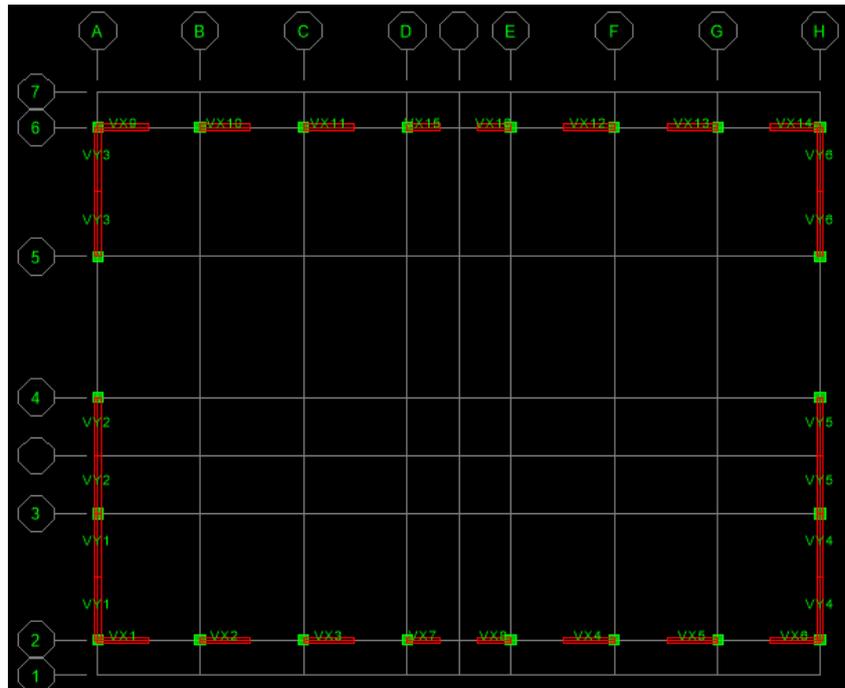


Figure V 5 : Vue en plan des voiles.

V.4.2. Calcul des voiles

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{X1} (sous-sol+RDC+1^{er})

- Types des voiles :

Données :

- $V_{X1} = 2 \times 0.2 \text{ (m}^2\text{)}$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a: $l_t = (h - d - d') \times 2$

$$l_c = h - l_t$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$N = 4287.38 \text{ KN} \quad 4287.38 \rightarrow -271.08$

$$M = -271.08 \text{ KN.m}$$

$$l = 2 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; d = 0.9h = 1.8 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m} ; (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{292.542}{4097.82} = 0.071 \text{ m} < \frac{2}{2} = 1 \text{ m} ; (c : \text{est à l'intérieur de la section})$$

Avec :

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 4.267 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 4.803 \text{ MN.m}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -271.08 + 4287.38 \times (1.8 - 1) = 3158.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.15882}{0.2 \times (1.8)^2 \times 18.48} = 0.264$$

$$\mu_{bu} = 0.249 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.391$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.518 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{3.15882}{1.518 \times 400} = 52.00 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -55.18 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(0.2 \times 2) = 6 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Choix des barres :**

Pour 1 ml on aura

$$A_v = 2 \times 6 \text{ HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

V.4.2.1. Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 255.32 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.8} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$A_h = \frac{0.99 \times 0.2 \times 0.25}{2 \times 400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min RPA}} = 0.15\% \times e \times 1 \text{ ml} = 3 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

- **Choix des barres :**

Pour 1 ml on aura

$$A_v = 2 \times 5HA10 = 7.85 \text{ cm}^2$$

V.4.2.2. Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux

Remarque :

Tous les efforts et les moments (sollicitations) des voiles sont majoré à l'aide de l'ETBS après le ferrailage des poteaux et les poutres, afin de satisfaire le système de contreventement par des voiles porteurs en béton armé (la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles)..... (RPA 3.4.A.2).

Tableau V 26 : Sollicitations du voile Vx1 et Vx6 dans tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ (ELA)	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	V_{\max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	4287.38 → -271.08	-1554.73 → 1521.19	-2505.78 → 281.93	-375.46
2ème et 3ème étages	2795.77 → -69.38	621.30 → 577.49	-1523.34 → 61.79	269.28
4ème et 5ème étages	1602.01 → -132.25	-446.09 → 856.17	-688.94 → 122.43	-176.14
6ème et 7ème étages	806.34 → -126.82	395.01 → -64.73	-240.29 → 121.24	137.78
8ème et 9ème étages	366.7 → -143.88	281.66 → -133.08	-163.3 → 250.01	106.94

Tableau V 27 : Sollicitations du voile Vx9 et Vx14 dans tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ (ELA)	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	V_{\max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	2929.36 → -260.86	1583.66 → 626.88	-1169.66 → 172.43	311.8
2ème et 3ème étages	1861.85 → -64.422	635.15 → 647.31	-516.8 → 27.31	276.46
4ème et 5ème étages	1067.32 → -52.03	446.36 → 38.4	-141.51 → 410.98	-171.22
6ème et 7ème étages	665.27 → -356.483	392.551 → -81.62	-170.15 → 311.919	-132.8
8ème et 9ème étages	394.34 → -142.711	277.275 → -126.66	-160.26 → 248.446	-83.73

Tableau V 28 : Sollicitations du tous les autres voiles Vx dans tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELU)	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ (ELA)	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	V_{\max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	2151.01 → -690.962	1753.359 → 1419.92	38.8 → 29.179	342.16
2ème et 3ème étages	1780.68 → -441.024	734.871 → 1130.75	67.66 → 273.419	314.31
4ème et 5ème étages	1265.92 → 15.03	576.253 → 772.78	69.19 → 80.45	307.62
6ème et 7ème étages	831.36 → 23.26	513.343 → 498.38	37.09 → 77.94	208.03
8ème et 9ème étages	405.59 → 14.122	379.086 → 229.3	-8.15 → 162.376	132.12

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées, nous avons le calcul de ferrailage des différents voiles à l'aide de **SOCOTEC** résumé dans des tableaux présentés ci-dessous :

Tableau V 29 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour les voiles Vx1 et Vx6 (1.7×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _{V CAL} (cm ²)	A _{V mRPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=-2505.78 M=281.93	SET	35.65	8	6HA14	9	22HA14	15	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=-1523.34 M=61.79	SET	20.02	7.92	6HA12	9	22HA12	15	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=-688.94 M=122.43	SET	10.55	7.92	6HA12	9	22HA12	15	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=-64.73 M=395.01	SPC	6.68	7.7	6HA12	9	12HA12	25	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=-133.08 M=281.66	SPC	6.05	4	6HA12	9	12HA12	25	HA10	20

Tableau V 30 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour les voiles Vx9 et Vx14 (1.7×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _V (cm ²)	A _{V mRPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=626.88 M=1583.66	SPC	22.46	8	8HA20	15	20HA12	15	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=-516.8 M=27.31	SET	6.96	7.92	4HA20	15	20HA12	15	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=-141.51 M=410.98	SPC	8.78	7.92	4HA20	15	12HA12	25	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=-81.62 M=392.55	SPC	7.66	4	4HA16	15	12HA12	25	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=-126.66 M=277.28	SPC	6.33	4	4HA14	15	12HA12	25	HA10	20

Tableau V 31 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour tous les autres voiles Vx (1.7×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _{V CAL} (cm ²)	A _{V mRPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=1419.92 M=1753.36	SPC	20.23	4	14HA14	10	12HA12	20	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=67.66 M=273.419	SPC	3.63	4	4HA14	10	10HA12	20	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=69.19 M=80.45	SPC	0.37	4	6HA12	10	10HA12	20	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=498.38 M=513.34	SPC	2.25	4	6HA12	10	10HA12	20	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=229.3 M=379.09	SPC	3.31	4	4HA12	10	10HA12	20	HA10	20

Tableau V 32 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour tous les autres voiles Vx (1.1×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _{V CAL} (cm ²)	A _{V mRPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=1419.92 M=1753.36	SPC	31.25	4.27	16HA16	10	6HA12	20	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=1130.75 M=734.871	SPC	3.75	4.12	4HA14	10	10HA12	20	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=772.78 M=576.25	SPC	3.19	4.12	4HA14	10	10HA12	20	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=498.38 M=513.34	SPC	5.31	3.97	4HA14	10	10HA12	20	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=229.3 M=379.09	SPC	5.71	3.83	4HA14	10	10HA12	20	HA10	20

Tableau V 33 : Sollicitations du voile Vy1 et Vy4 (4.3×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ (ELA)	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	V_{\max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	2984.27 → -358.133	-3064.969 → 2794	82.53 → 565.324	1024.59
2ème et 3ème étages	2172.92 → -2371.26	2425.635 → 444.28	81.45 → 2417.56	1037.52
4ème et 5ème étages	1383.69 → -1403.10	-1403.097 → 1383.69	232.95 → 1047.64	790.81
6ème et 7ème étages	865.24 → -26.399 (ELU)	-742.92 → -863.64	182 → 88.77	-608.74
8ème et 9ème étages	427.43 → -10.59 (ELU)	-274.13 → 393.57	17.83 → 84.29	-368.46

Tableau V 34 : Sollicitations du voile Vy3 et Vy6 (4.4×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ (ELA)	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (ELA)	V_{\max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	3728.49 → -4456.68	-4457.59 → 3728.18	-656.9 → 4120.84	-713.5
2ème et 3ème étages	2558.79 → -386.18	-2656.97 → 2491.68	-161.56 → 321.84	570.02
4ème et 5ème étages	1518.7 → -1232.36	1301.03 → 476.48	207.09 → 1288.30	405.79
6ème et 7ème étages	924.18 → 47.85 (ELU)	660.14 → 459.73	198.41 → 48.88	321.95
8ème et 9ème étages	459.9 → 41.83 (ELU)	-312.39 → 341.35	20.9 → 120.52	210.56

Tableau V 35 : Sollicitations du voile Vy2 et Vy5 (3.95×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N _{max} → M _{cor} (ELA)	M _{max} → N _{cor} (ELA)	N _{min} → M _{cor} (ELA)	V _{max}
Sous-sol, RDC et 1er étage	6343.59 → -3297.89	3621.27 → -3035.8	-3497.21 → 3574.21	1008.68
2ème et 3ème étages	4439.16 → -2155.41	2290.50 → -1869.22	-2228.73 → 2273.09	839.91
4ème et 5ème étages	2558.81 → -1150.97	-1152.76 → 2556.64	-1025.6 → 1108.44	-635.76
6ème et 7ème étages	1397.79 → -640.43	-640.43 → 1397.79	-363.25 → 604.18	-490.61
8ème et 9ème étages	537.78 → -257.18	261.76 → 68.31	-9.37 → 235.08	-305.43

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau V 36 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour les voiles Vy1 et Vy4 (4.3×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _v (cm ²)	A _{v m RPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=82.53 M=565.324	SPC	2.54	12.9	8HA14	10	52HA12	15	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=444.28 M=2425.64	SPC	10.15	12.9	8HA14	10	52HA12	15	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=232.95 M=1047.64	SPC	3.66	12.9	6HA12	15	52HA12	15	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=-863.64 M=-742.92	SET	16.19	12.9	6HA12	15	52HA12	15	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=17.83 M=84.29	SPC	0.3	12.9	6HA12	15	26HA12	30	HA10	20

Tableau V 37 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour les voiles Vy3 et Vy6 (4.4×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _v (cm ²)	A _{v m RPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=-656.9 M=4120.84	SPC	35.66	13.2	8HA25	8.5	56HA12	15	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=-161.56 M=321.84	SEC	4.28	13.2	6HA20	15	28HA12	30	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=207.09 M=1288.30	SPC	5.41	12.9	6HA16	15	28HA12	30	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=26.39 M=145.95	SPC	0	12.9	6HA14	15	28HA12	30	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=20.9 M=120.52	SPC	0.47	12.9	6HA14	15	28HA12	30	HA10	20

Tableau V 38 : Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour les voiles Vy2 et Vy5 (3.95×0.2m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	N (KN) M (KN.m)	Type de section	A _v (cm ²)	A _{v m RPA} (cm ²)	Ferrailage de la Zone Lt		Zone courante		Ferrailage Horizontale	
					Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)
Sous-sol, RDC et 1er étage	N=-3497.21 M=3574.21	SET	71.99	11.85	6HA16	15	48HA14	15	HA10	20
2ème et 3ème étages	N=-2228.73 M=2273.09	SET	45.84	11.85	6HA14	15	48HA12	15	HA10	20
4ème et 5ème étages	N=-1025.6 M=1108.44	SET	21.59	11.85	6HA14	15	48HA12	15	HA10	20
6ème et 7ème étages	N=-363.25 M=604.18	SEC	9.29	11.85	6HA14	15	24HA12	30	HA10	20
8ème et 9ème étages	N=-9.37 M=235.08	SPC	1.79	11.85	6HA14	15	24HA12	30	HA10	20

V.4.3. Schéma du ferrailage :

Exemple de schéma de ferrailage des voiles à la base, et pour les autres voiles avec le même principe qu'on les ferraille.

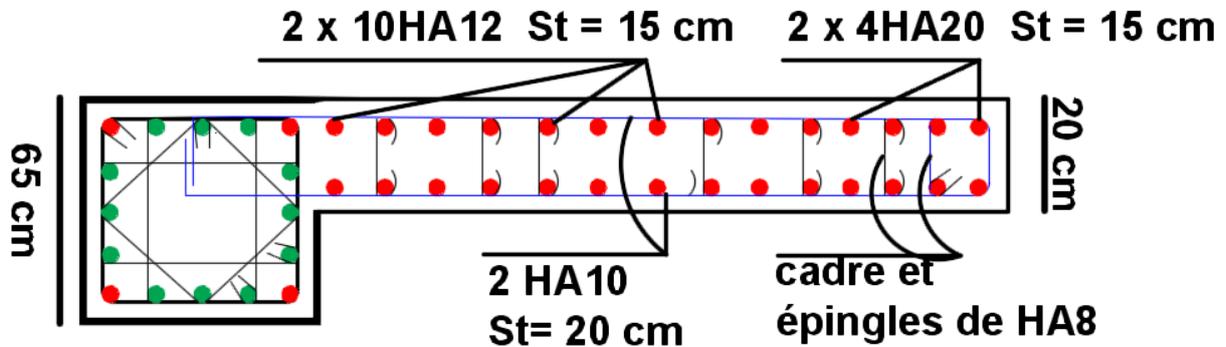


Figure V 6 : Schéma de ferrailage des voiles ($1.7 \times 0.2 \text{ m}^2$) Vx9 et Vx14.

V.4.4. Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils sont ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques, et dans notre cas on a le voile de soutènement qui est adossé à la structure et il absorbe de manière considérable le séisme. Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'étude d'une structure en génie civil consiste à déterminer les efforts dus au différent chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui servent à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure toute en respectant les règles spécifiques du calcul.

VI.2. Choix du type de fondation

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudiée on doit prendre en compte les paramètres suivants :

- Capacité portante du sol
- Les charges transmises de la superstructure au sol
- Les distances entre axe des poteaux

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **1.65 bar**, et d'après le RPA99/2003 les fondations se dimensionnent sous la combinaison suivante :

L'ELS : $G + Q$

VI.2.1. -Vérification des semelles isolées :

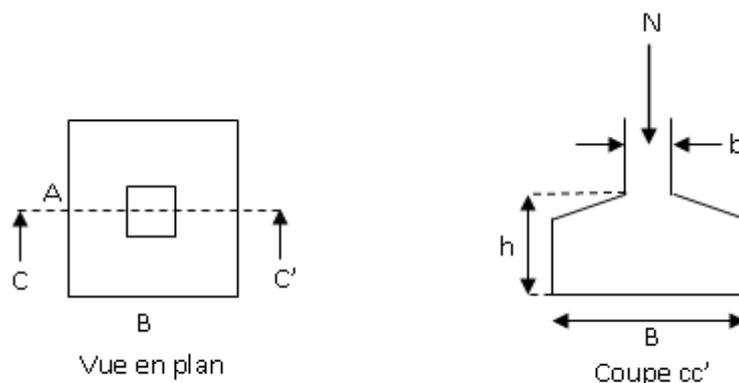


Figure VI 1 : Semelle isolée.

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont

carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELS obtenu par le fichier résultat Etabs v9.
- S : Surface d'appui de la semelle
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre.

On doit prendre en considération le poids propre de fondation on devra majorer la charge de 10%

$$N=1886.41 \text{ KN.} \Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec : } B^2 \geq \frac{N \times 1.1}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow \frac{2075.05}{165} = B=3.55 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens x, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2. - Vérification des semelles filantes :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée (axe 4) sous la combinaison ELS (pour le dimensionnement).

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

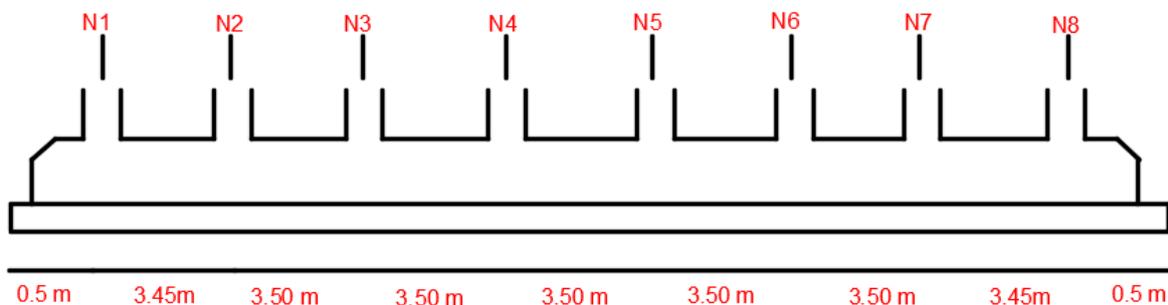


Figure VI 2 : Semelle filante.

Avec : à l'ELS

$$N_1=670.39 \text{ KN}; N_2=1723.9 \text{ KN}; N_3=1858.28 \text{ KN}; N_4=1826.66 \text{ KN}$$

$$N_5=1874.09 \text{ KN}; N_6=1862.3 \text{ KN}; N_7=1724.39 \text{ KN}; N_8= 671.24 \text{ KN}$$

$$= \sum N = 12211.25 \text{ KN.}$$

$N_{\text{superstructure}}$: l'effort normal provenant des poteaux

$N_{\text{surfacique}}$: la charge surfacique (superstructures et infrastructures)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol 1.65 bar.

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il y'aura pas de chevauchement entre les semelles.

Le débord de la semelle filante est 0.5 m de chaque côté.

$$L = 24.4 + 1 = 25.4 \text{ m}$$

$$\sum N_i = 12211.25 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{infrastructure}} = N_{\text{sf}} + N_{\text{Remblai}}$$

On a:

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ MPA}; \gamma_{\text{Remblai}} = 20 \text{ MPA}$$

$$L'ancrage : D = 3 \text{ m}$$

Pour simplifier le calcul on prend la moyenne du poids volumique entre le remblai et le béton

$$\gamma = 22 \text{ MPA}$$

Donc :

$$N_{\text{infra-surfacique}} = \gamma \times D = 22 \times 3 = 66 \text{ KN/m}^2$$

On suppose la largeur de la semelle filante égale a la portée la plus petite dans le sens y :

$$b = 3.95 \text{ m.}$$

$$N_{\text{superstructure-surfacique}} = 12211.25 / (25.4 \times 3.95) = 121.71 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{surfacique}} = N_{\text{superstructure-surfacique}} + N_{\text{infra-surfacique}} = 187.71 \text{ KN/m}^2 = 1.87 \text{ bar}$$

$$N = 1.87 \text{ bar} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.65 \text{ bar}$$

Remarque :

La largeur de la semelle doit être supérieure à 3.95 m donc le choix des semelles filantes ne convient pas, car y aura des chevauchements entre les semelles.

Donc on doit passer au radier général.

VI.3. Pré dimensionnement du radier :

VI.3.1. Condition de coffrage :

Nervure :

- La largeur de la nervure : $b_0 \geq b_{poteau} = 65 \text{ cm}$, soit $b_0 = 65 \text{ cm}$
- La hauteur de la nervure : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48$, soit $h_n = 50 \text{ cm}$

Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24, \text{ soit } h_r = 25 \text{ cm}$$

VI.3.2. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi L_e}{2}$ (1)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}, \text{ } L_e \text{ est la longueur élastique(2)}$$

E : module de Young ; $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml

K : coefficient de raideur du sol ; sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \text{(3)}$$

$$\text{De (1) et (2) et (3) ; } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ donc ; } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.8^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} ; h_t \geq 0.688 \text{ m}$$

A partir des trois conditions précédentes on prend $h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervure du radier

Détermination de la surface minimale du radier :

La combinaison c'est l'ELS

$$N_{ser} = N_{ser-super} + N_{ser-infra} = 82658.19 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq N_{ser} \implies S_{radier} \geq \frac{82658.19}{165} \implies S_{radier} \geq 500.96$$

$$\text{Tel que : } S_{batiment} = 24.4 \times 17.45 = 425.78 \text{ m}^2.$$

On a : $S_{radier} \geq S_{batiment}$; donc on opte pour un radier avec le débord

$D > \max(h/2, 30 \text{ cm})$; on prend $D = 1.2 \text{ m}$

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{Débord} = 425.78 + 106.2 = 531.98 \text{ m}^2$$

VI.3.3. Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_u = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (L'ELU)

$$N_d = N_u \text{ superstructure} + N_u \text{ infrastructure } \gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ MPA} ; \gamma_{\text{Remblai}} = 20 \text{ MPA}$$

$$N_u \text{ infrastructure} = (h_t \times S_{\text{radier}} \times \gamma_{\text{beton}}) + (\gamma_{\text{Remblai}} \times S_{\text{radier}} \times [D - h_t])$$

$$N_d = 75106.72 + 1.35 \{ (0.70 \times 531.98 \times 25) + (20 \times 531.98 \times [3 - 0.70]) \}$$

$$N_d = 120710.71 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}} \times b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{120710.71 \times 4.8 \times 10^{-3}}{2 \times 531.98 \times 1 \times (0.9 \times 0.7)} \leq \bar{\tau} = 1.66$$

$\tau_u = 0.86 \leq \bar{\tau} = 1.66$la condition est vérifiée.

VI.3.4. Vérification au poinçonnement :

- **Sous poteau**

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{BAEL91/99 (Art A.5.2.4.2)}$$

u_c : permettre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h_t : Hauteur total du radier

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré de $(0.65 \times 0.65 \text{ m}^2)$, $u_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_t)$

$$u_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.7) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 2608.86 \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.7 \times (25 \times 10^3 / 1.5)$$

$N_u = 2608.86 \text{ KN} \leq 2835 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

- **Sous voile**

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{BAEL91/99 (Art A.5.2.4.2)}$$

Le voile le plus sollicité est le poteau V_2 et V_5 $(0.2 \times 3.95 \text{ m}^2)$, $u_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_t)$

$$u_c = 2 \times (0.2 + 3.95 + 2 \times 0.7) = 11.1 \text{ m}$$

$$N_u = 6082.44 \leq 0.045 \times 11.1 \times 0.7 \times (25 \times 10^3 / 1.5)$$

$N_u = 6082.44 \text{ KN} > 5827.5 \text{ KN}$ la condition n'est pas vérifiée.

On augmente la hauteur total du radier : $h_t = 0.75 \text{ m}$

$$u_c = 2 \times (0.2 + 3.95 + 2 \times 0.75) = 11.3 \text{ m}$$

$$N_u = 6082.44 \leq 0.045 \times 11.3 \times 0.75 \times (25 \times 10^3 / 1.5)$$

$$N_u = 6082.44 \text{ KN} \leq 6356.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

A partir de ces quatre conditions on opte pour :

✓ $h_t = 75 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

✓ $h_r : 35 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

VI.3.5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non soulèvement de bâtiment.

$$P \geq f_s \times \gamma \times Z \times S$$

P : le poids total du bâtiment à la base du radier

f_s : le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($f_s = 1.5$)

γ : le poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z = la profondeur de l'infrastructure ($h + D = 3.4 + 3 = 6.4 \text{ m}$)

Avec :

D : l'ancrage ; h : la hauteur du sous-sol

S = surface du radier ($S = 531.98 \text{ m}^2$)

Calcul du poids :

$$P = p_{\text{batiment}} + p_{\text{radier+remblais}}$$

$$P = 47123.06 + \{(0.75 \times 531.98 \times 25) + (20 \times 531.98 \times [3 - 0.75])\}$$

$$P = 81036.79 \text{ KN}$$

$$P = 81036.79 \geq 51070.08 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

VI.3.6. Vérification des contraintes transmises au sol :

Dans cette partie il est nécessaire de déterminer le centre gravité du radier et le centre de pression due aux charges appliquées

- **Centre de gravité du radier :**

$$(X_{cm} ; Y_{cm}) = (13.4 ; 9.93)$$

- **Centre de masse de pression :**

Afin de déterminer le centre de pression des forces agissant sur le radier, on utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_t \cdot X_{cp} = \sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot Xi \\ f_t \cdot Y_{cp} = \sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Yi \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_{cp} = \frac{\sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot Xi}{f_t} \\ Y_{cp} = \frac{\sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Yi}{f_t} \end{array} \right.$$

Avec :

F_t : la somme des forces verticales (F_{zi})

X_i : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des abscisses.

Y_i : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des ordonnées.

X_{cp} : L'abscisse du centre de pression.

Y_{cp} : L'ordonnée du centre de pression.

F_{zi} : Force verticale.

$\sum M_{yi}$, $\sum M_{xi}$: Somme des moments selon les deux sens (x ; y).

Ces valeurs sont tirées (A l'ELS) du logiciel **ETABS V9** et seront regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 1 : Les moments et les forces verticales appliquées sur le radier.

Points	X_i	Y_i	F_{zi}	M_{xi}	M_{yi}	$F_{zi} \cdot Y_i$	$F_{zi} \cdot X_i$
9	0	1.2	798.96	-14.79	10.36	958.75	0.00
10	1.7	1.2	222.24	-0.4	0.7	266.69	377.81
11	2.25	1.2	1.31	0	0.049	1.57	2.95
12	3.45	1.2	813.19	-11.908	3.029	975.83	2805.51
13	5.15	1.2	248.09	-0.49	0.508	297.71	1277.66
14	5.75	1.2	1.35	0	0.067	1.62	7.76
15	6.95	1.2	904.35	-12.138	2.17	1085.22	6285.23
16	8.65	1.2	267.29	-0.493	0.095	320.75	2312.06
17	10.45	1.2	884.06	-12.12	0.619	1060.87	9238.43
18	11.55	1.2	187.7	-0.356	-0.092	225.24	2167.94
19	12.85	1.2	187.68	-0.356	0.087	225.22	2411.69
20	13.95	1.2	884.66	-12.13	-0.644	1061.59	12341.01
21	15.75	1.2	267.38	-0.493	-0.097	320.86	4211.24
22	17.45	1.2	904.37	-12.141	-2.167	1085.24	15781.26
23	18.65	1.2	1.35	0	-0.068	1.62	25.18
24	19.25	1.2	248.06	-0.49	-0.507	297.67	4775.16
25	20.95	1.2	812.99	-11.912	-3.024	975.59	17032.14
26	22.15	1.2	1.31	0	-0.049	1.57	29.02
27	22.7	1.2	222.05	-0.4	-0.699	266.46	5040.54
28	24.4	1.2	798.16	-14.796	-10.343	957.79	19475.10
29	0	3.35	203.67	-0.487	0.049	682.29	0.00
30	24.4	3.35	203.56	-0.49	-0.049	681.93	4966.86
33	0	5.5	837.52	0.718	0.751	4606.36	0.00
34	3.45	5.5	1523.29	3.611	2.138	8378.10	5255.35

35	6.95	5.5	1613.78	2.879	2.443	8875.79	11215.77
36	10.45	5.5	1701.61	1.641	0.033	9358.86	17781.82
37	13.95	5.5	1718.73	1.61	-0.017	9453.02	23976.28
38	17.45	5.5	1615.8	2.875	-2.44	8886.90	28195.71
39	20.95	5.5	1523.42	3.615	-2.122	8378.81	31915.65
40	24.4	5.5	837.5	0.697	-0.743	4606.25	20435.00
49	0	7.475	268.08	0.901	0.034	2003.90	0.00
59	24.4	7.475	268.12	0.907	-0.034	2004.20	6542.13
70	0	9.45	670.39	10.276	0.994	6335.19	0.00
71	3.45	9.45	1723.9	-13.796	-2.772	16290.86	5947.46
73	6.95	9.45	1858.28	-0.098	-3.244	17560.75	12915.05
74	10.45	9.45	1826.66	-5.034	0.057	17261.94	19088.60
76	13.95	9.45	1874.09	-5.078	-0.018	17710.15	26143.56
77	17.45	9.45	1862.3	-0.102	3.231	17598.74	32497.14
79	20.95	9.45	1724.39	-13.81	2.778	16295.49	36125.97
80	24.4	9.45	671.24	10.279	-0.989	6343.22	16378.26
102	0	11.05	130.99	1.044	0.031	1447.44	0.00
103	24.4	11.05	130.91	1.042	-0.03	1446.56	3194.20
104	0	12.65	131.45	-1.009	0.036	1662.84	0.00
105	24.4	12.65	131.26	-1.003	-0.035	1660.44	3202.74
108	0	14.25	645.33	-8.993	1.792	9195.95	0.00
109	3.45	14.25	1668.29	7.114	0.871	23773.13	5755.60
110	6.95	14.25	1766.61	6.64	0.222	25174.19	12277.94
111	10.45	14.25	1900.23	8.708	-0.15	27078.28	19857.40
112	13.95	14.25	1911.71	8.683	0.028	27241.87	26668.35
113	17.45	14.25	1767.44	6.638	-0.215	25186.02	30841.83
114	20.95	14.25	1668.27	7.11	-0.868	23772.85	34950.26
115	24.4	14.25	644.9	-8.979	-1.788	9189.83	15735.56
130	0	16.45	192.49	-0.054	0.218	3166.46	0.00
131	24.4	16.45	192.38	-0.056	-0.218	3164.65	4694.07
135	0	18.65	777.16	12.997	10.218	14494.03	0.00
137	1.7	18.65	218.21	0.292	0.585	4069.62	370.96
138	3.45	18.65	804.27	7.294	3.097	14999.64	2774.73
140	5.15	18.65	246.16	0.299	0.37	4590.88	1267.72
141	6.95	18.65	893.09	7.516	1.779	16656.13	6206.98
143	8.65	18.65	262.6	0.225	0.014	4897.49	2271.49
144	10.45	18.65	862.04	3.456	0.207	16077.05	9008.32
145	11.55	18.65	183.36	0.097	-0.099	3419.66	2117.81
146	12.85	18.65	183.24	0.097	0.092	3417.43	2354.63
147	13.95	18.65	860.6	3.43	-0.218	16050.19	12005.37
148	15.75	18.65	262.34	0.225	-0.009	4892.64	4131.86
150	17.45	18.65	892.65	7.513	-1.755	16647.92	15576.74
151	19.25	18.65	246.11	0.299	-0.367	4589.95	4737.62
153	20.95	18.65	804.24	7.291	-3.085	14999.08	16848.83
154	22.7	18.65	218.36	0.292	-0.607	4072.41	4956.77

156	24.4	18.65	777.14	12.98	-10.213	14493.66	18962.22
somme			Ft	$\sum M_{xi}$	$\sum M_{yi}$	$\sum F_z \cdot Y_i$	$\sum F_z \cdot X_i$
			54556.71	-13.111	-0.023	535228.85	665748.25

Donc on a :

$$X_{cp} = \frac{\sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot X_i}{f_t} = 12.20 \text{ m}$$

$$Y_{cp} = \frac{\sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Y_i}{f_t} = 9.81 \text{ m}$$

- **Calcul de l'excentricité :** (13.4 ; 9.93)

$$e_x = |X_{cm} - X_{cp}| = |13.4 - 12.20| = 1.2 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{cp}| = |9.93 - 9.81| = 0.12 \text{ m}$$

- **Calcul des contraintes :**

On a un radier de forme rectangulaire

Sens-x :

$$\sigma_{max} = \frac{F_t}{L_x \cdot L_y} \left(1 + 6 \frac{e_x}{L_x}\right) = \frac{54556.71}{26.8 \times 19.85} \left(1 + 6 \frac{1.2}{26.8}\right) = 130.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_t}{L_x \cdot L_y} \left(1 - 6 \frac{e_x}{L_x}\right) = \frac{54556.71}{26.8 \times 19.85} \left(1 - 6 \frac{1.2}{26.8}\right) = 75 \text{ KN/m}^2$$

Sens-y :

$$\sigma_{max} = \frac{F_t}{L_x \cdot L_y} \left(1 + 6 \frac{e_y}{L_y}\right) = \frac{54556.71}{26.8 \times 19.85} \left(1 + 6 \frac{0.12}{26.8}\right) = 106.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_t}{L_x \cdot L_y} \left(1 - 6 \frac{e_y}{L_y}\right) = \frac{54556.71}{26.8 \times 19.85} \left(1 - 6 \frac{0.12}{26.8}\right) = 98.83 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

B : surface du radier.

Lx ; Ly : sont respectivement la largeur et la longueur du radier (le débord est inclus).

Ft : la somme des forces (Fzi).

ex ; ey : sont respectivement les excentricités entre le centre de pression et le centre de masse suivant les deux sens.

- **La contrainte moyenne est donnée par :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\text{Sens x : } \sigma_{moy} = \frac{(3 \times 130.11) + 75}{4} = 116.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens y : } \sigma_{moy} = \frac{(3 \times 106.27) + 98.83}{4} = 104.41 \text{ KN/m}^2$$

- **Contrainte due au poids propre du radier :**

$$\sigma_{radier} = \gamma_{moy} \times h_t$$

Avec :

$$\gamma_{\text{moy}} = \frac{\gamma_{\text{béton}} + \gamma_{\text{remblai}}}{2} = \frac{25+20}{2} = 22.5 \text{ KN/m}^3$$

h_t : la hauteur total de la nervure

$$\sigma_{\text{radier}} = 22.5 \times 0.75 = 16.88 \text{ KN/m}^2$$

Cette contrainte sera additionnée à la valeur de la contrainte moyenne, on a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x : } \sigma_{\text{moy total}} = 116.25 + 16.88 = 133.13 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 165 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Sens y : } \sigma_{\text{moy total}} = 104.41 + 16.88 = 121.29 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 165 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

VI.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, les panneaux seront calculer comme les dalles appuyées sur 4 cotés, soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharge. A l'aide du logiciel **SAFE V12** les moments en appuis et en travées seront déterminés.

VI.4.1. Ferrailage de l'hourdi :

Le logiciel permet de subdiviser la table ou l'hourdi du radier en bandes ou panneaux «strip» suivant les deux directions «x» et «y».

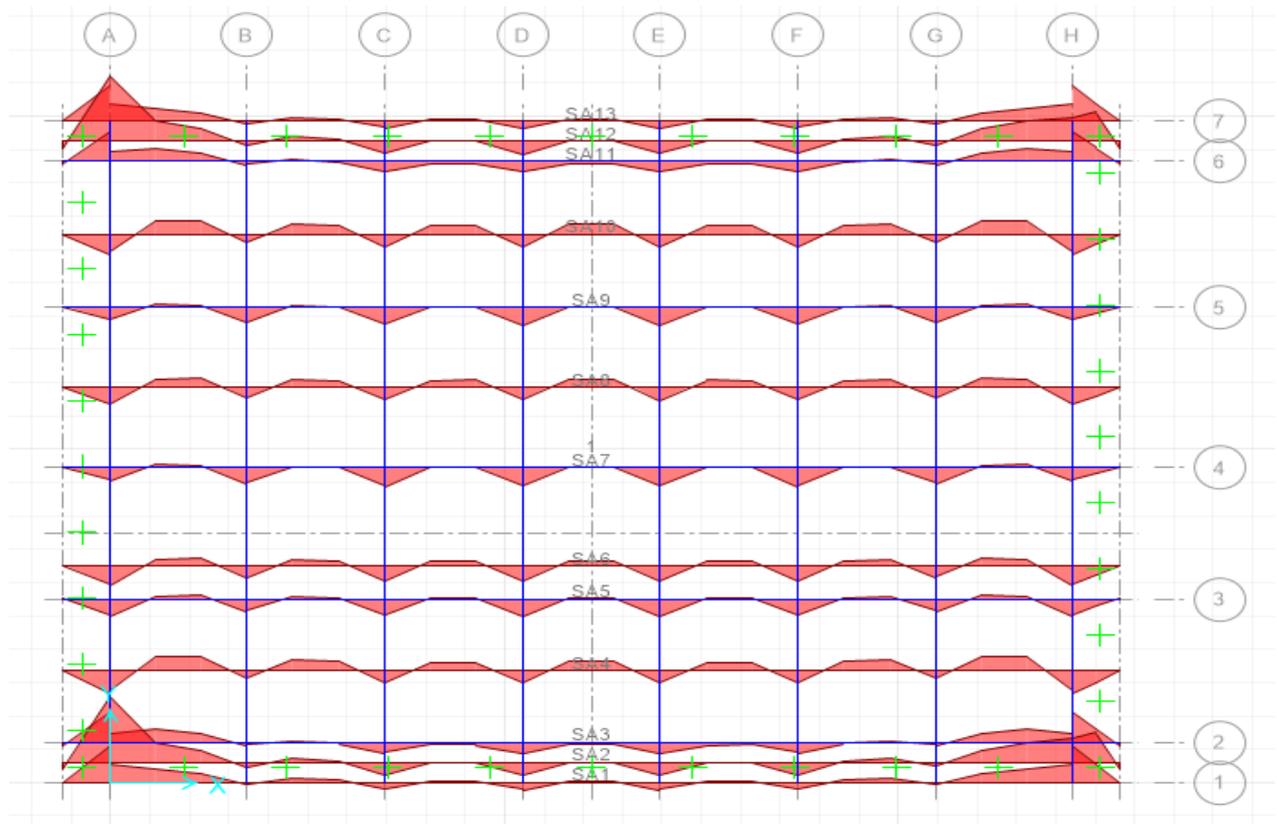


Figure VI 3 : Plan de repérage et moments fléchissant des bandes suivant «x».

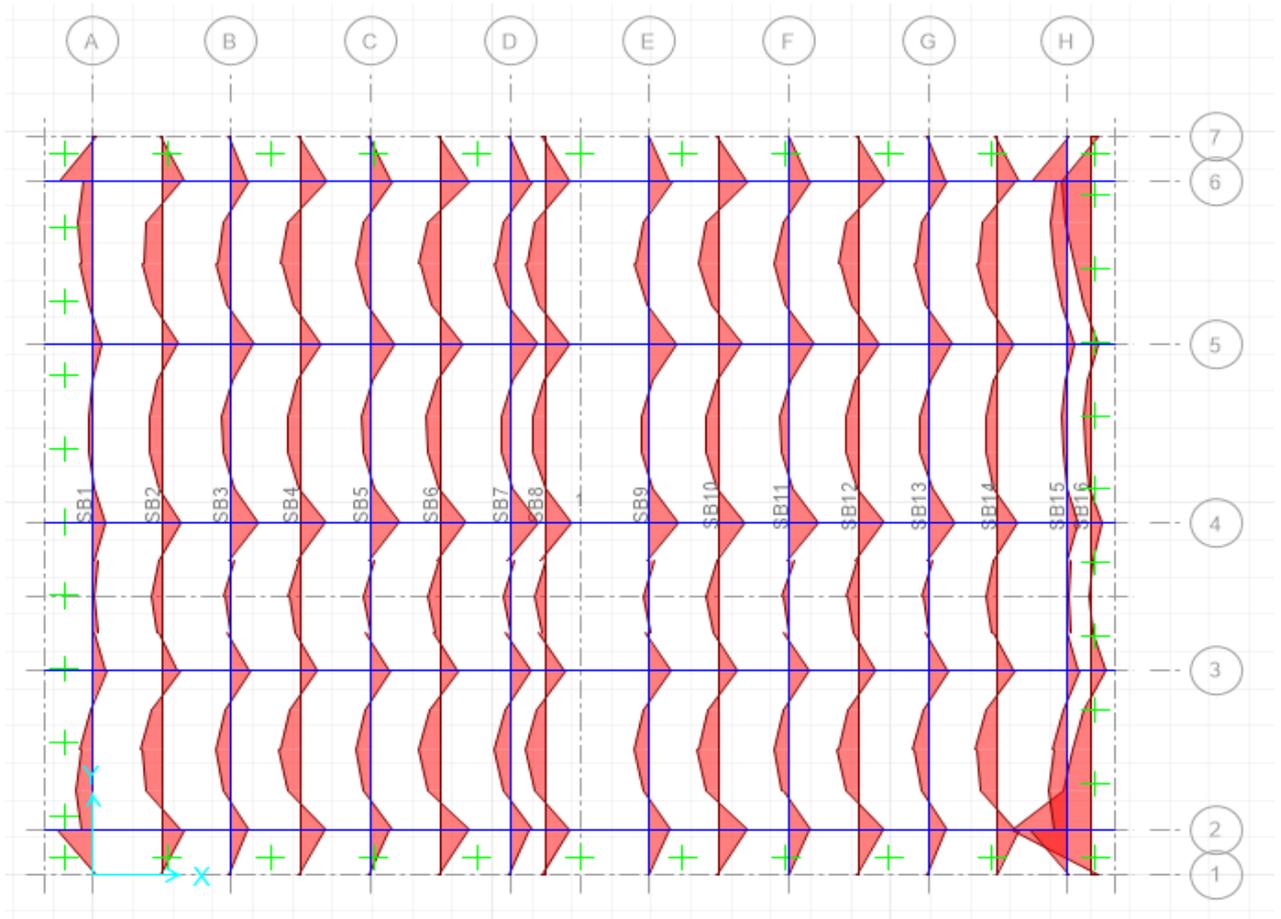


Figure VI 4 : Plan de repérage et moments fléchissant des bandes suivant «y».

Le ferrailage de l'hourdi se fera en double nappe, avec des barres filantes suivant les deux directions en ajoutant des barres de renfort en cas d'insuffisance de section.

Nous proposons de ferrailer avec les moments fléchissant les plus sollicités, et nous généraliserons le ferrailage pour les restes des panneaux à fin de simplifier les calculs.

1.1) Les moments fléchissant de l'hourdi (table) :

- **Sens-x :**

combinaison	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)
ELU	-309.18	104.80
ELS	-226.30	76.83

- **Sens-y :**

combinaison	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)
ELU	-308.08	132.69
ELS	-225.54	96.02

1.2) Ferrailage de l'hourdi :**Exemple de calcul :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une fissuration nuisible.

On prend comme exemple de calcul les bandes selon la direction «x» suivantes :

- **En appuis :**

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0.35 \text{ m} ; d = 0.30 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$M_{u-a} = -309.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (b \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 309.18 \times 10^{-3} / (1 \times 0.3^2 \times 14.2) = 0.242 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.242)} \right) = 0.352$$

$$Z = 0.3 \times (1 - 0.4 \times 0.352) = 0.258 \text{ m}$$

$$A_{st} = 309.18 \times 10^{-3} / (0.258 \times 348) = 34.44 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11HA20** = 34.56 cm²

- **En travées :**

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0.35 \text{ m} ; d = 0.30 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$M_{u-a} = 104.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (b \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 104.80 \times 10^{-3} / (1 \times 0.3^2 \times 14.2) = 0.105 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.105)} \right) = 0.139$$

$$Z = 0.3 \times (1 - 0.4 \times 0.139) = 0.283 \text{ m}$$

$$A_{st} = 104.80 \times 10^{-3} / (0.283 \times 348) = 10.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11HA12** = 12.44 cm²

- **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.62 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal :**

Fissuration préjudiciable

$$S_{t-x} \text{ et } S_{t-y} \leq \text{Min} (2 \times h_r ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI 2 : Le ferrailage de la table à L'ELU.

/	Sens-x		Sens-y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
M_u (KN.m)	104.80	-309.18	132.69	-308.08
μ_{bu}	0.105	0.242	0.104	0.241
μ_{bu} < μ_l = 0.392	C.V	C.V	C.V	C.V
A_s (cm²/ml)	10.64	34.44	13.45	34.32
A_{s min} (cm²/ml)	3.62	3.62	3.62	3.62
Choix	11HA12	11HA20	11HA14	11HA20
A_s adopté (cm²/ml)	12.44	34.56	16.93	34.56
Espacement (cm)	10	10	10	10

VI.4.1.1. Vérifications au cisaillement :

Les efforts tranchants les plus sollicités du radier :

- **Sens-x :**

combinaison	V _u appuis (KN)	V _u travées (KN)
ELU	-282.24	282.53

- **Sens-y :**

combinaison	V _u appuis (KN)	V _u travées (KN)
ELU	-272.02	280.94

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI 3 : Vérification de l'effort tranchant.

/		V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	obs
Sens-x	appuis	-282.24	0.94	1.67	C.V
	travées	282.53	0.94	1.67	C.V
Sens-y	appuis	-272.02	0.91	1.67	C.V
	travées	280.94	0.93	1.67	C.V

VI.4.1.2. Versifications des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

Calcul de Y et I :

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

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

Tableau VI 4 : Vérification des contraintes du béton et l'acier dans l'hourdi (dalle).

sens	x-x				y-y			
	appui		travée		appui		travée	
M_{ser} (KN.m)	-226.30		76.83		-225.54		96.02	
A_s (cm ² /ml)	34.56		12.44		34.56		16.93	
Y (cm)	23.57		12.61		23.57		15.14	
I (cm ⁴)	457906.31		124039.33		457906.31		171756.63	
Contraintes	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
	11.65	137.66	7.81	70.45	11.65	137.66	8.46	85.03
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
	15	201.63	15	201.63	15	201.63	15	201.63
	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.4.2. Schéma de ferrailage

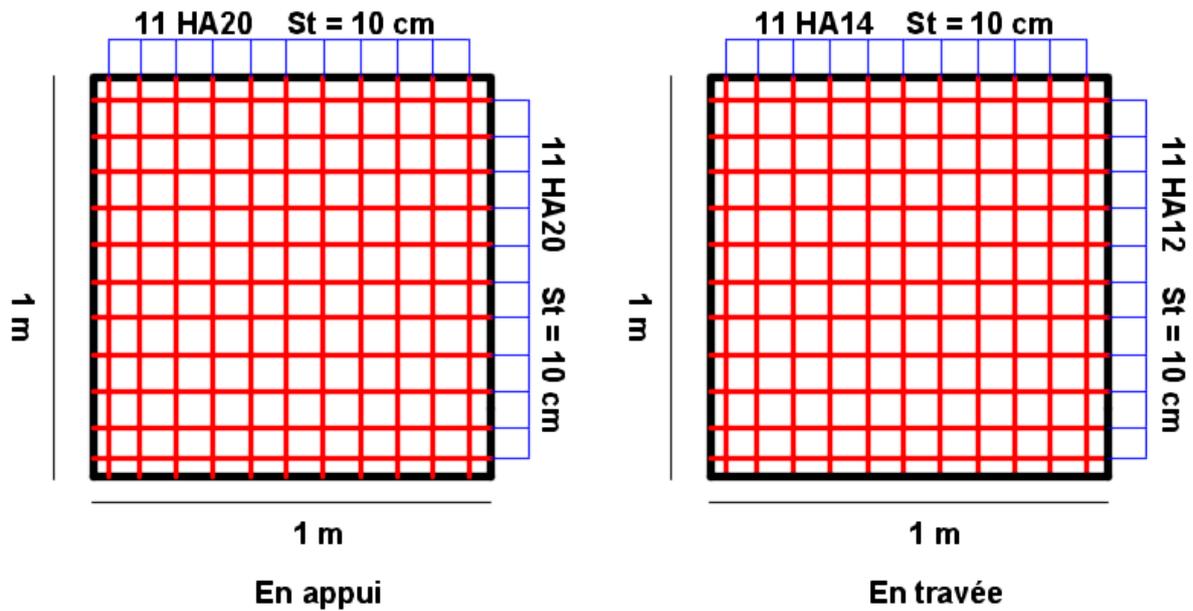


Figure VI 5 : Schéma de ferrailage de la table (dalle du radier).

VI.5. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres disposées le long du radier servant d'appuis pour la dalle du radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

Dans ce qui suit nous présenterons le calcul des nervures qui sont les éléments apportant une rigidité supplémentaire au radier.

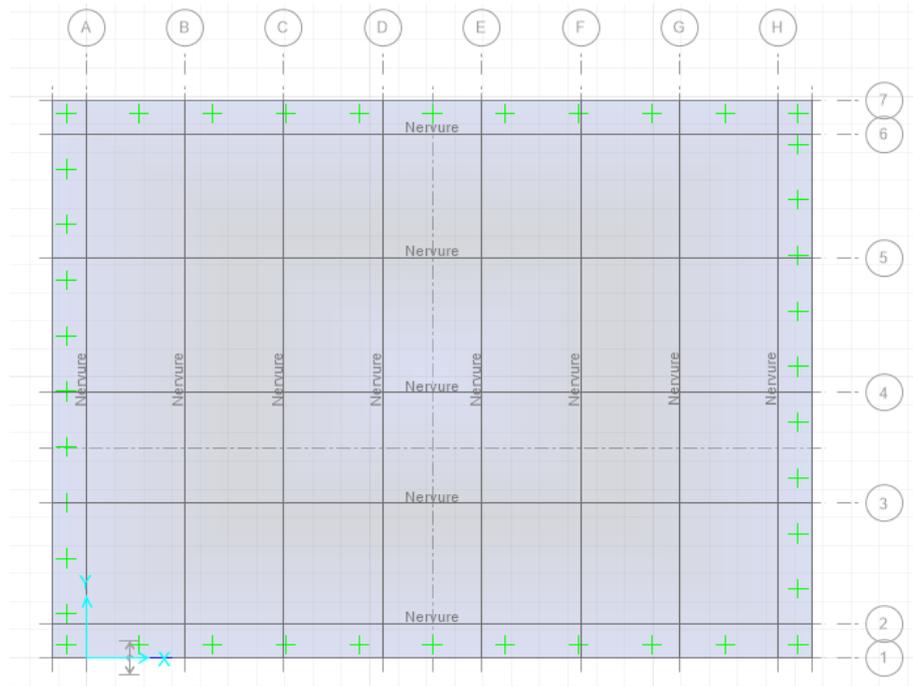


Figure VI 6 : Plan de repérage des nervures.

Le logiciel nous permet d'obtenir directement les sollicitations

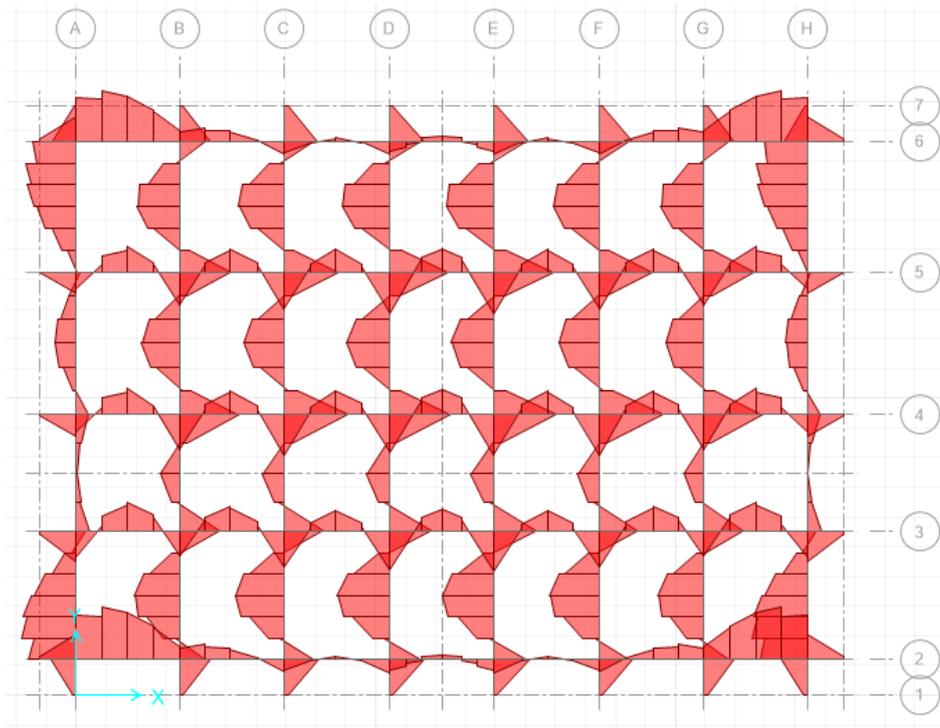


Figure VI 7 : Plan de repérage et moments fléchissant sur les nervures à L'ELU.

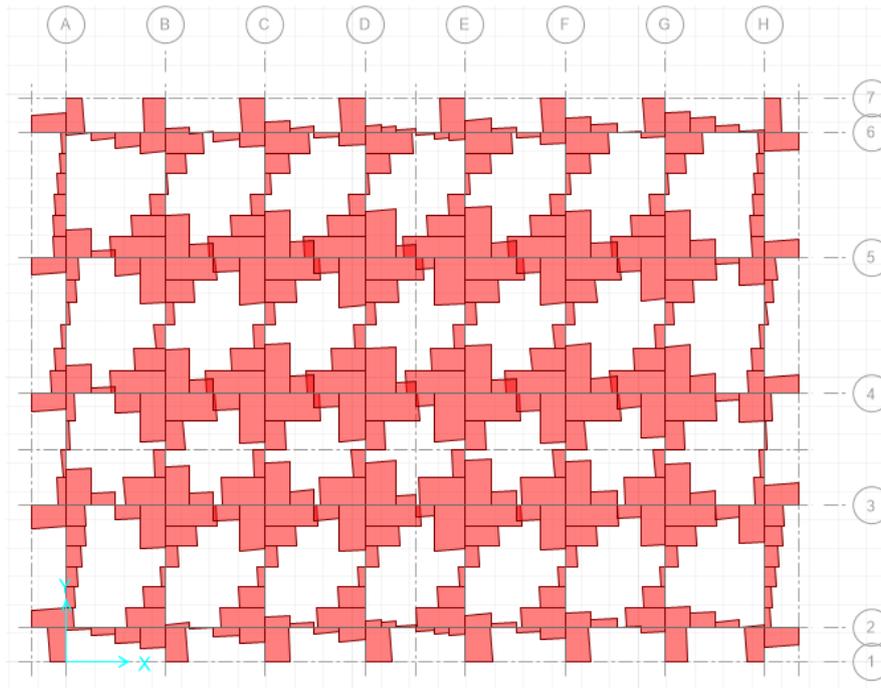


Figure VI 8 : Plan de repérage des efforts tranchants sur les nervures à L'ELU.

VI.5.1. Les sollicitations des nervures :

Tableau VI 5 : Les sollicitations des nervures selon x.

/	ELU			ELS	
	Moment en appuis(KN.m)	Moment en travée (KN.m)	L'effort tranchant (KN)	Moment en appuis (KN.m)	Moment en travée (KN.m)
Nervure 2	-446.56	113.09	-188.96	-326.83	82.08
Nervure 3	-249.84	336.45	412.33	-182.75	243.19
Nervure 4	-220.91	347.11	440.96	-161.44	250.87
Nervure 5	-210.31	355.94	445.39	-153.66	257.55
Nervure 6	-429.12	106.77	-184.62	-314.29	77.45

Tableau VI 6 : Les sollicitations des nervures selon y.

/	ELU			ELS	
	Moment en appuis (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	L'effort tranchant (KN)	Moment en appuis (KN.m)	Moment en travée (KN.m)
Nervure A	-460.58	116.55	-173.83	-336.92	85.18
Nervure B	-382.56	496.16	484.18	-278.44	359.56
Nervure C	-411.65	533.29	527.74	-299.67	388.49
Nervure D	-432.89	510.81	542.8	-316.04	379.11
Nervure E	-435.01	524.36	539.88	-314.52	369.42
Nervure F	-412.22	537.14	525.93	-299.26	385.73
Nervure G	-382.44	496.48	484.03	-278.53	359.33
Nervure H	-460.23	116.61	-173.82	-337.18	85.13

VI.5.2. Ferrailage des nervures :

- Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul la nervure E disposé selon axe Y.

Les nervures étudiées ont des sections $65 \times 75 \text{ cm}^2$, leur ferrailage se calcule en flexion simple pour une fissuration nuisible (préjudiciable).

- Disposition des armatures filantes :

Selon le BAEL :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 75 = 5.89 \text{ cm}^2$$

Pour toute la section on a : $A_{\min} = 2 \times 5.89 = 11.78 \text{ cm}^2$

Selon le RPA 99 :

$$A_{\min} = 0.5 \% b.h = 0.005 \times 65 \times 75 = 24.38 \text{ cm}^2 \text{ (pour toute la section)}$$

On prend $A = A_{\min(RPA)} = 24.38 \text{ cm}^2$

- En appuis (ferrailage inferieur) :

On prend la nervure (E)

$$b = 0.65 \text{ m} ; h = 0.75 \text{ m} ; d = 0.70 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$M_{u-a} = -435.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (b \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 435.01 \times 10^{-3} / (0.65 \times 0.70^2 \times 14.2) = 0.096 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.096)} \right) = 0.126$$

$$Z = 0.7 \times (1 - 0.4 \times 0.126) = 0.66 \text{ m}$$

$$A_{st} = 435.01 \times 10^{-3} / (0.66 \times 348) = 18.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA20 filantes + 2HA16 en renfort** = 19.73 cm²

- **En travée (ferraillage supérieure) :**

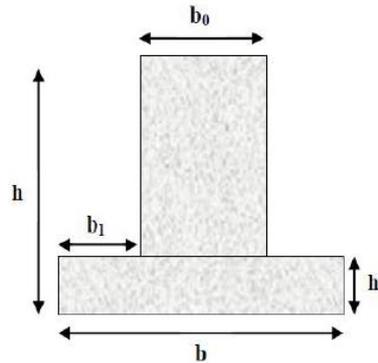


Figure VI 9 : section de calcul de nervure.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 1.35 \times 0,35 \times \left(0,7 - \frac{0,35}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{Ly}{10}; \frac{Lx}{2} \right); b_1 \leq \min (48; 175); \text{ on prend } b_1 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b = b_0 + 2 \times b_1 = 065 + 2 \times 0.35 = 1.35 \text{ m}$$

$M_{tu} = 3.52 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$M_{u-t} = 524.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (b \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 524.36 \times 10^{-3} / (1.35 \times 0.70^2 \times 14.2) = 0.056 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.056)} \right) = 0.072$$

$$Z = 0.7 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.68 \text{ m}$$

$$A_{st} = 524.36 \times 10^{-3} / (0.68 \times 348) = 22.16 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA20 filantes + 4HA16 en renfort** = 23.75 cm²

Les tableaux qui suit résume le calcul du ferraillage du reste des nervures sous la combinaison ELU :

Tableau VI 7 : ferrailage des nervures disposé selon axe (Y).

Nervures		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Choix d'armature
A	appui	-460.58	19.98	5.89	24.38	21.74	5HA20 + 3HA16
	travée	116.55	4.81			7.70	5HA14
B	appui	-382.56	16.43	5.89	24.38	17.72	5HA20 + 1HA16
	travée	496.16	20.94			21.74	5HA20 + 3HA16
C	appui	-411.65	17.75	5.89	24.38	18.85	6HA20
	travée	533.29	22.55			23.75	5HA20 + 4HA16
D	appui	-432.89	18.71	5.89	24.38	18.85	6HA20
	travée	510.81	21.57			21.74	5HA20 + 3HA16
E	appui	-435.01	18.94	5.89	24.38	19.73	5HA20 + 2HA16
	travée	524.36	22.16			23.75	5HA20 + 4HA16
F	appui	-412.22	17.77	5.89	24.38	18.85	6HA20
	travée	537.14	22.72			23.75	5HA20 + 4HA16
G	appui	-382.44	16.43	5.89	24.38	17.72	5HA20 + 1HA16
	travée	496.48	20.95			21.74	5HA20 + 3HA16
H	appui	-460.23	19.97	5.89	24.38	21.74	5HA20 + 3HA16
	travée	116.61	4.82			7.70	5HA14

Tableau VI 8 : ferrailage des nervures disposé selon axe (X).

Nervures		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Choix d'armature
2	appui	-446.56	19.34	5.89	24.38	19.73	5HA20 + 2HA16
	travée	113.09	4.67			7.70	5HA14
3	appui	-249.84	10.56	5.89	24.38	11.09	5HA14 + 3HA12
	travée	336.45	14.07			15.71	5HA20
4	appui	-220.91	9.30	5.89	24.38	9.96	5HA14 + 2HA12
	travée	347.11	14.52			15.71	5HA20
5	appui	-210.31	8.84	5.89	24.38	9.24	6HA14
	travée	355.94	14.89			15.71	5HA20
6	appui	-429.12	18.54	5.89	24.38	19.73	5HA20 + 2HA16
	travée	106.77	4.41			7.70	5HA14

- **Des armatures transversales :**
- Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1.2 ; 2.14 ; 6.5)$$

avec: $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Soit :

Poutres principales :

$$\phi_t = 10 \text{ mm et } A_t = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ (3cadre +1cadre pour les armatures de peau +1 étrier)}$$

- Calcul des espacements S_t

$$1) \quad S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) ; S_t \leq \min (67.5 ; 40 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$2) \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 60.46 \text{ cm}$$

$$3) \quad S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 (1.19 - 0.3 \times 2.1)} = 34.55 \text{ cm}$$

On prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

Les armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (CBA93 A.7.3)

$$A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$$

On prend **$2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$**

VI.5.3. Vérifications au cisaillement :

Les efforts tranchants les plus sollicités du radier :

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI 9 : Vérification de l'effort tranchant des nervures disposé selon axe (Y).

Nervures	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	obs
A	173.83	0.38	2.5	C.V
B	484.18	1.06	2.5	C.V
C	527.74	1.16	2.5	C.V
D	542.8	1.19	2.5	C.V
E	539.88	1.19	2.5	C.V
F	525.93	1.16	2.5	C.V
G	484.03	1.06	2.5	C.V
H	173.82	0.38	2.5	C.V

Tableau VI 10 : Vérification de l'effort tranchant des nervures disposé selon axe (X).

Nervures	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	obs
2	188.96	0.42	2.5	C.V
3	412.33	0.91	2.5	C.V
4	440.96	0.97	2.5	C.V
5	445.39	0.98	2.5	C.V
6	184.62	0.41	2.5	C.V

VI.5.4. Versifications des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

Calcul de Y et I :

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

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

Tableau VI 11 : Vérification des contraintes dans le béton des nervures disposé selon (X).

Nervure		M _S (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs.
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
2	appui	-326.83	19.73	30.21	1065932.29	9.26	15	Vérifiée
	travée	82.08	7.70	17.65	435661.74	3.33		Vérifiée
3	appui	-182.75	11.09	21.66	608894.02	6.5	15	Vérifiée
	travée	243.19	15.71	26.44	847615.62	5.85		Vérifiée
4	appui	-161.44	9.96	20.38	551246.62	5.97	15	Vérifiée
	travée	250.87	15.71	26.44	847615.62	7.83		Vérifiée
5	appui	-153.66	9.24	19.54	514551.23	5.84	15	Vérifiée
	travée	257.55	15.71	26.44	847615.62	8.03		Vérifiée
6	appui	-314.29	19.73	30.21	1065932.29	8.91	15	Vérifiée
	travée	77.45	7.70	17.65	435661.74	3.14		Vérifiée

Tableau VI 12 : Vérification des contraintes dans le béton des nervures disposé selon (Y).

Nervure		M _S (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs.
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
A	appui	-336.92	21.74	31.99	1180444.21	9.13	15	Vérifiée
	travée	85.18	7.70	17.65	435661.74	3.45		Vérifiée
B	appui	-278.44	17.72	28.36	955077.01	8.27	15	Vérifiée
	travée	359.56	21.74	31.99	1180444.21	9.74		Vérifiée
C	appui	-299.67	18.85	29.41	1017003.57	8.67	15	Vérifiée
	travée	388.49	23.75	33.72	1325835.94	9.88		Vérifiée
D	appui	-316.04	18.85	29.41	1017003.57	9.14	15	Vérifiée
	travée	379.11	21.74	31.99	1180444.21	10.27		Vérifiée
E	appui	-314.52	19.73	30.21	1065932.29	8.91	15	Vérifiée
	travée	369.42	23.75	33.72	1325835.94	9.39		Vérifiée
F	appui	-299.26	18.85	29.41	1017003.57	8.65	15	Vérifiée
	travée	385.73	23.75	33.72	1325835.94	9.81		Vérifiée
G	appui	-278.53	17.72	28.36	955077.01	8.27	15	Vérifiée
	travée	359.33	21.74	31.99	1180444.21	9.74		Vérifiée

H	appui	-337.18	21.74	31.99	1180444.21	9.14	15	Vérifiée
	travée	85.13	7.70	17.65	435661.74	3.45		Vérifiée

Tableau VI 13 : Vérification des contraintes dans l'acier des nervures disposé selon (Y).

Nervure		M _S (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs.
						σ _S (MPa)	σ̄ _S (MPa)	
A	appui	-336.92	21.74	31.99	1180444.21	115.55	201.63	Vérifiée
	travée	85.18	7.70	17.65	435661.74	37.09		Vérifiée
B	appui	-278.44	17.72	28.36	955077.01	102.15	201.63	Vérifiée
	travée	359.56	21.74	31.99	1180444.21	123.32		Vérifiée
C	appui	-299.67	18.85	29.41	1017003.57	107.89	201.63	Vérifiée
	travée	388.49	23.75	33.72	1325835.94	126.23		Vérifiée
D	appui	-316.04	18.85	29.41	1017003.57	113.78	201.63	Vérifiée
	travée	379.11	21.74	31.99	1180444.21	130.02		Vérifiée
E	appui	-314.52	19.73	30.21	1065932.29	111.58	201.63	Vérifiée
	travée	369.42	23.75	33.72	1325835.94	120.03		Vérifiée
F	appui	-299.26	18.85	29.41	1017003.57	107.74	201.63	Vérifiée
	travée	385.73	23.75	33.72	1325835.94	125.33		Vérifiée
G	appui	-278.53	17.72	28.36	955077.01	102.19	201.63	Vérifiée
	travée	359.33	21.74	31.99	1180444.21	123.24		Vérifiée
H	appui	-337.18	21.74	31.99	1180444.21	115.64	201.63	Vérifiée
	travée	85.13	7.70	17.65	435661.74	37.08		Vérifiée

Tableau VI 14 : Vérification des contraintes dans l'acier des nervures disposé selon (X).

Nervure		M _S (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs.
						σ _S (MPa)	σ̄ _S (MPa)	
2	appui	-326.83	19.73	30.21	1065932.29	115.95	201.63	Vérifiée
	travée	82.08	7.70	17.65	435661.74	35.75		Vérifiée
3	appui	-182.75	11.09	21.66	608894.02	75	201.63	Vérifiée
	travée	243.19	15.71	26.44	847615.62	92.27		Vérifiée
4	appui	-161.44	9.96	20.38	551246.62	67.56	201.63	Vérifiée
	travée	250.87	15.71	26.44	847615.62	95.18		Vérifiée

5	appui	-153.66	9.24	19.54	514551.23	65.13	201.63	Vérifiée
	travée	257.55	15.71	26.44	847615.62	97.72		Vérifiée
6	appui	-314.29	19.73	30.21	1065932.29	111.49	201.63	Vérifiée
	travée	77.45	7.70	17.65	435661.74	33.73		Vérifiée

VI.5.5. Schéma de ferrailage

Exemple de schéma de ferrailage des nervures, et pour les autres nervures c'est avec le même principe qu'on les ferraille

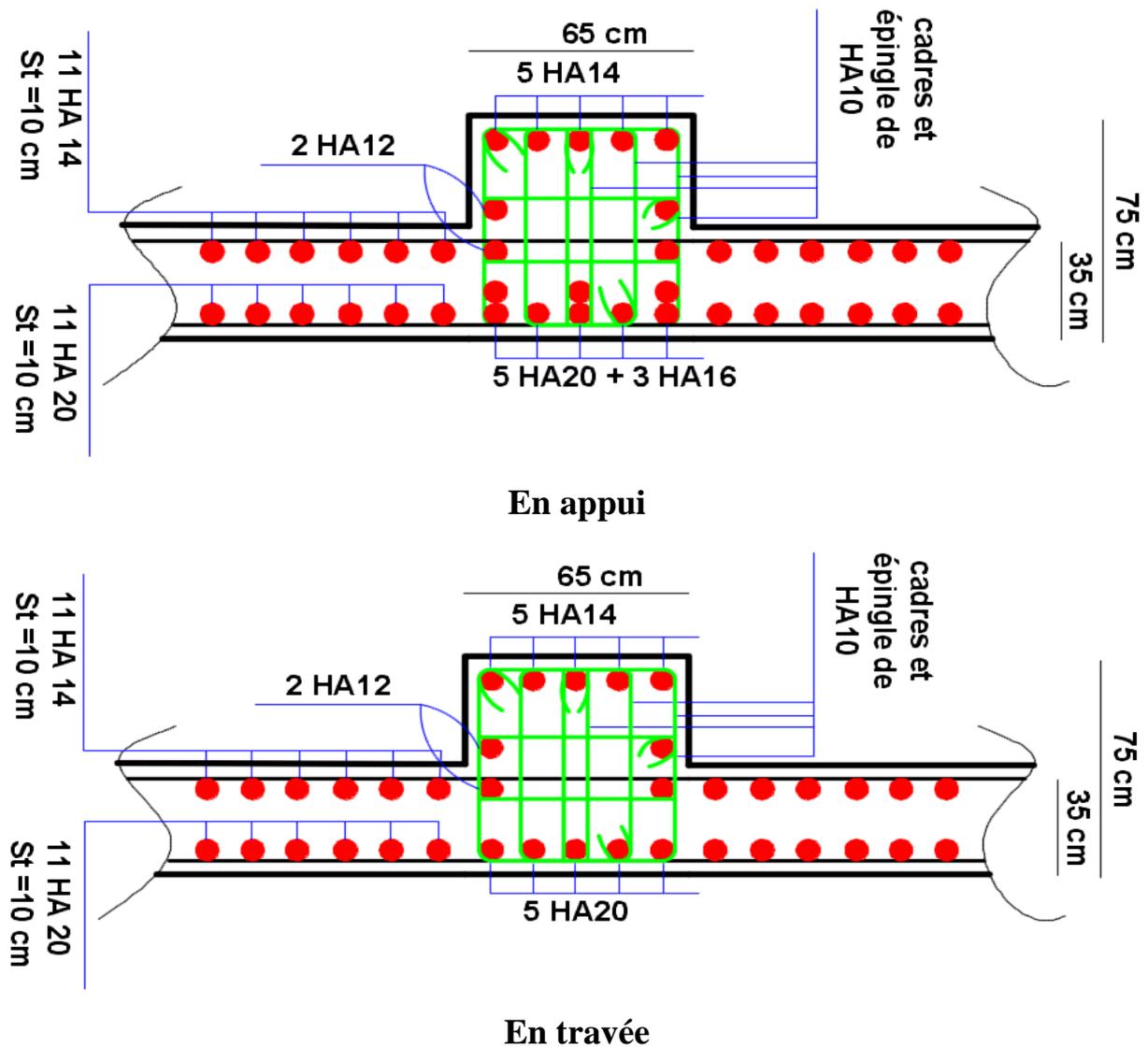


Figure VI 10 : schémas de ferrailage de la nervure A selon (Y).

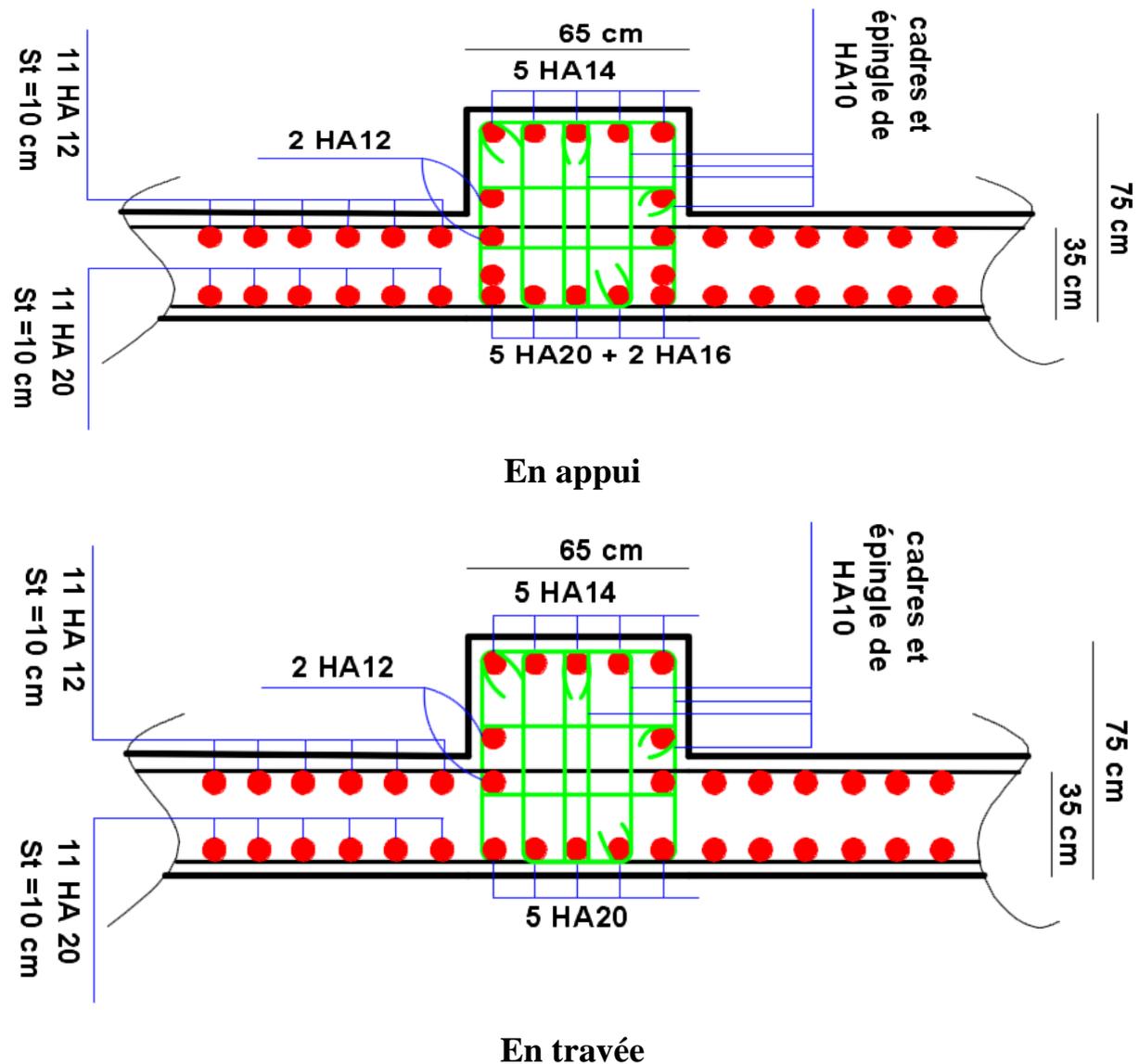


Figure VI 11 : schémas de ferrailage de la nervure 2 selon (X).

VI.6. Etude du voile périphérique

VI.6.1. Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$.

➤ Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h = 3.4$ m

- Longueur $L = 4,8 \text{ m}$

- Épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$

- Cohésion $c_u = 0,37 \text{ bar}$

- Angle de frottement $\varphi = 7^\circ$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,4 \times 18 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2} \right) - 2 \times 0,37 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2} \right) = 47,24 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 7,83 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.2. Calcul du ferrailage

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.

$$\sigma(G) \text{ KN/m}^2 \quad \sigma(Q) \quad \sigma_{\min} = 1,5Q = 11,74$$

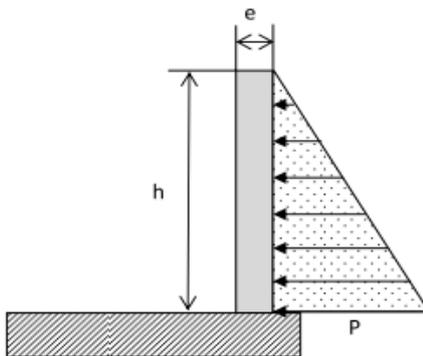
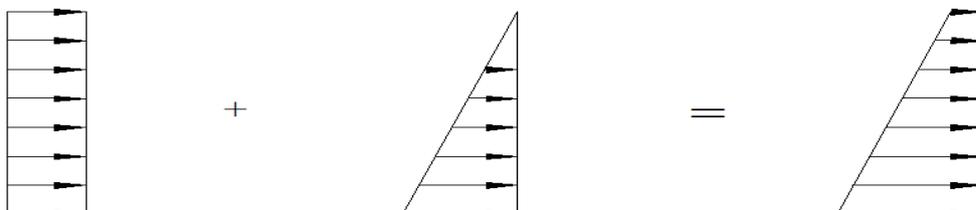


Figure VI 12 Poussées des terres sur les Voiles périphériques

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 75,51 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI 13 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 75,51 + 11,74}{4} = 59,57 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 59,57 \text{ KN/ ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x (h) = 3 \text{ m e} = 0,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4,8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3}{4,8} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0794 \times 59,57 \times 3^2 = 42,56 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 10,64 \text{ KN. m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 36,17 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 7,98 \text{ KN. m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -21,28 \text{ KN. m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$ RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ **Ferrailage**

On fait le ferrailage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,20) \text{m}^2$

Tableau VI 15 Sections d'armatures du voile périphérique sous-sol

Localisation		M KN. m	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	36,17	0,127	0,17	0,139	8,32	1,9	5HA16=10,05
	Y-Y	7,98	0,04	0,05	0,147	2,54	1,6	4HA10=3,14
Appui		-21,28	0,08	0,11	0,143	5,41	1,9	4HA14=6,16

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

VI.6.3. Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,62 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,62) 100 \times 20 = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{59,57 \times 3}{2} \times \frac{4,8^4}{3^4 + 4,8^4} = 77,52 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{59,57 \times 3}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 4,8^4} = 11,82 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{77,52 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

VI.6.4. Vérification à l'ELS

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 55,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 55,07 + 7,83}{4} = 43,26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 43,26 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0844 \times 43,26 \times 3^2 = 32,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4254 \times M_{0x} = 13,97 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 27,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -16,43 \text{ KN.m}$$

VI.6.5. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau VI 16 Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN. m	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Observatio n	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)
Travée	x-x	27,93	4,92	16163	9,55 ≤ 15	Non Vérifiée	293,52 > 201.63
	y-y	10,47	3,66	9215	6,09 ≤ 15	Vérifiée	283,38 < 201.63
Appui		-16,43	4,05	11207	7,56 ≤ 15	Non Vérifiée	306,47 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI 17 Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M _s (KN. m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adopté} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	27,93	11,87	12,06	6HA16
	y-y	10,47	5,57	5,65	5HA12
Appui		-16,43	7,74	10,05	5HA16

VI.6.6. Schéma de ferrailage

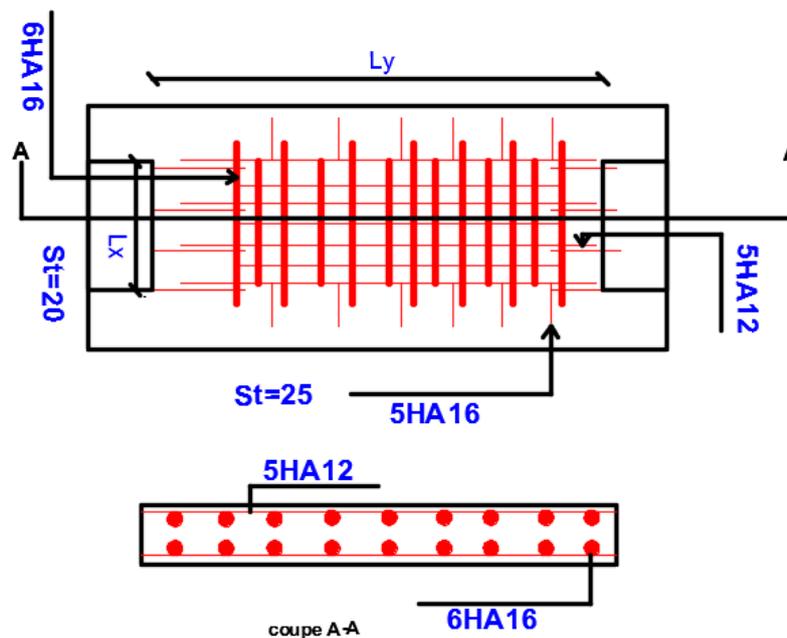


Figure VI 14 Ferrailage du voile périphérique sous-sol

VI.7. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol. Leur calcul dépend de plusieurs paramètres :

À savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise.

Pour le calcul des fondations de la structure on a opté pour un radier nervuré avec un débord de 1,20 m, 35 cm pour la hauteur de la dalle h_r (hourdi), avec des nervures de $(b ; h_r)$;

$(65 \text{ cm} ; 75 \text{ cm})$. Après avoir calculé le ferrailage de la dalle on a opté pour une section d'armature de 11HA20 selon le sens xx et 11HA20 selon le sens yy en appuis, et des armatures de 11HA12 selon le sens xx et 11HA14 selon le sens yy en travées. Pour le calcul de ferrailage des nervures on a ferrillé chaque nervure avec le ferrailage qui lui convient.

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature 6HA16 selon le sens xx, 5HA12 selon le sens yy et 5HA16 en appuis.

Conclusion générale

Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La modélisation doit être proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- ✓ Il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit ; les sections des poteaux sont restées comme déjà définies par le Pré dimensionnement.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ✓ Pour éviter la déformation des rotules plastique au niveau des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- ✓ En fin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de diminuer le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

Bibliographie :

Règlement :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles Troisième édition 2000.
- Règles parasismique Algériennes, Edition CGS, RPA 99/version 2003.
- DTR B.C.2.2 charges permanentes et charge d'exploitation, Edition GCS, octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.

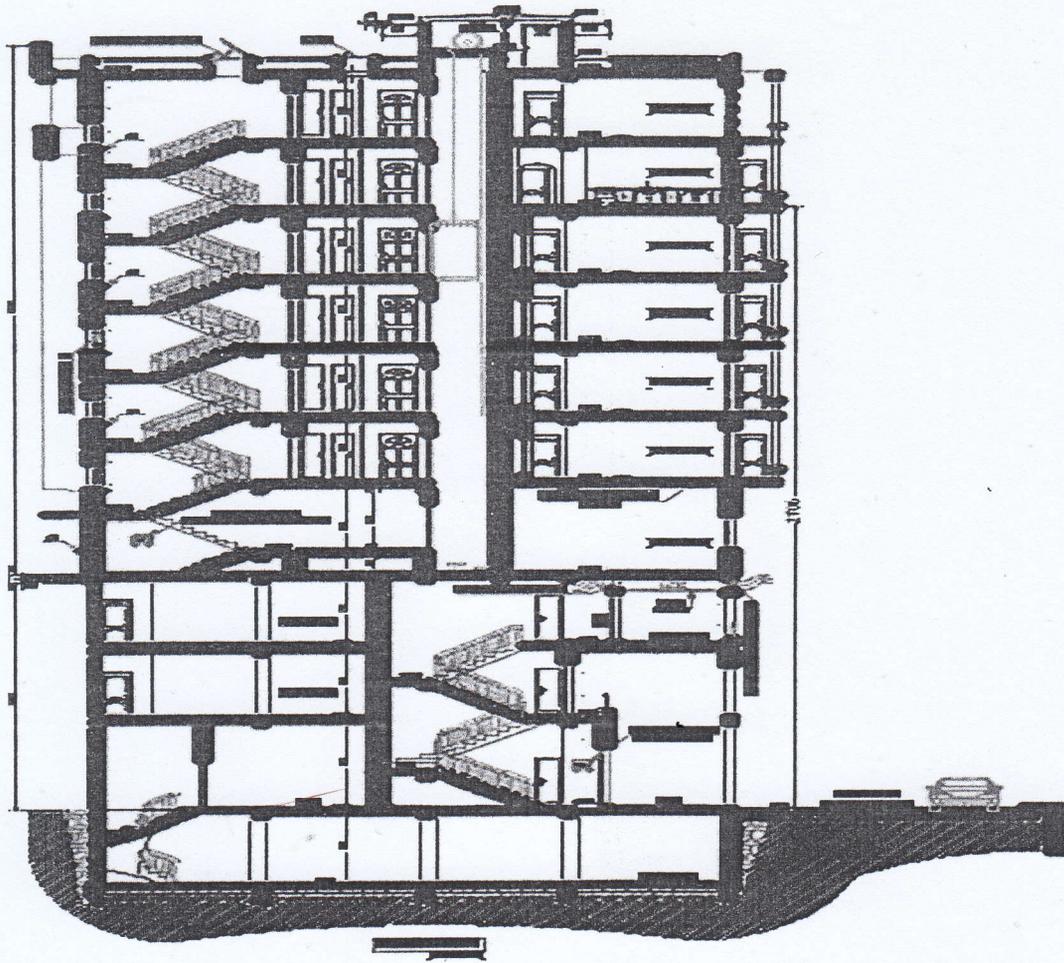
Cours :

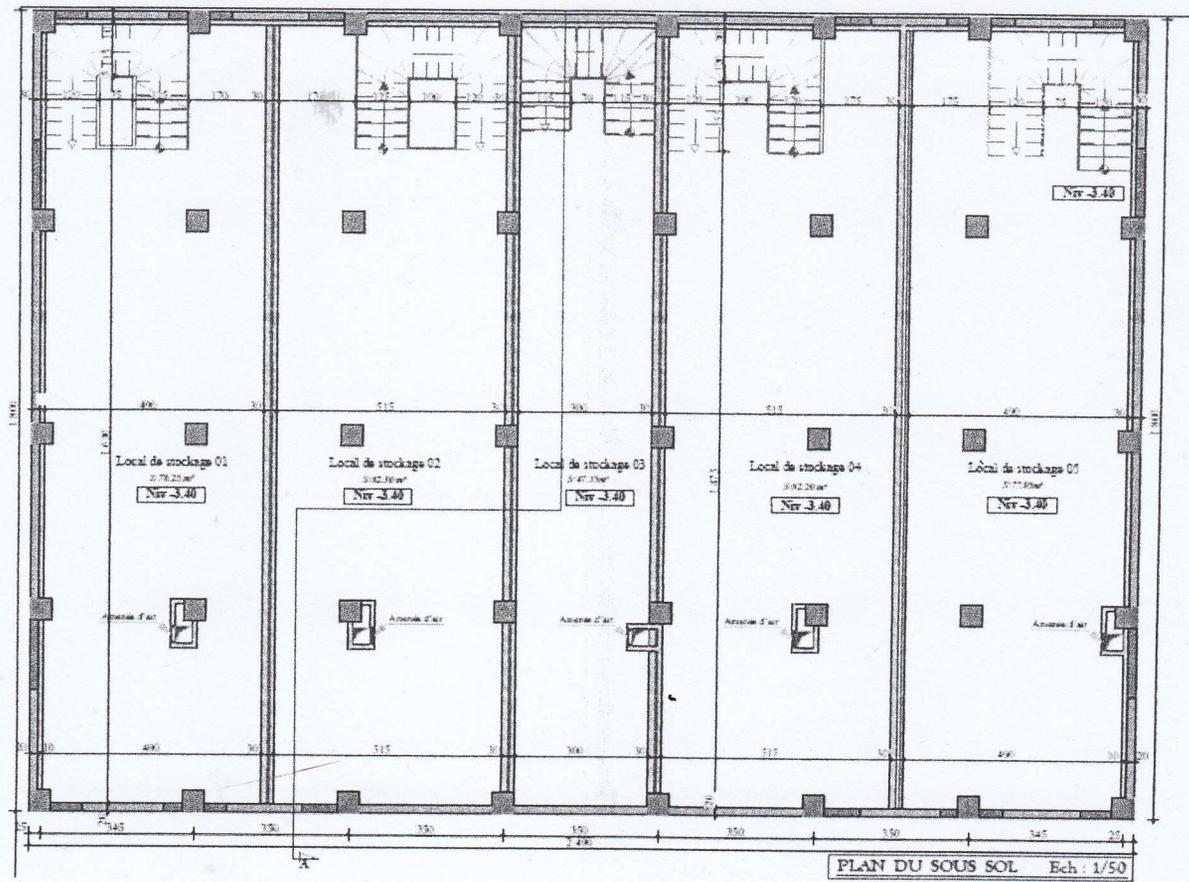
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème}, 5^{ème} année Génie civil.
- Cours de fondations, cours d'ondes et vibrations de 3^{ème} et 4^{ème} année Génie civil.
- Enceins mémoire de fin d'étude.

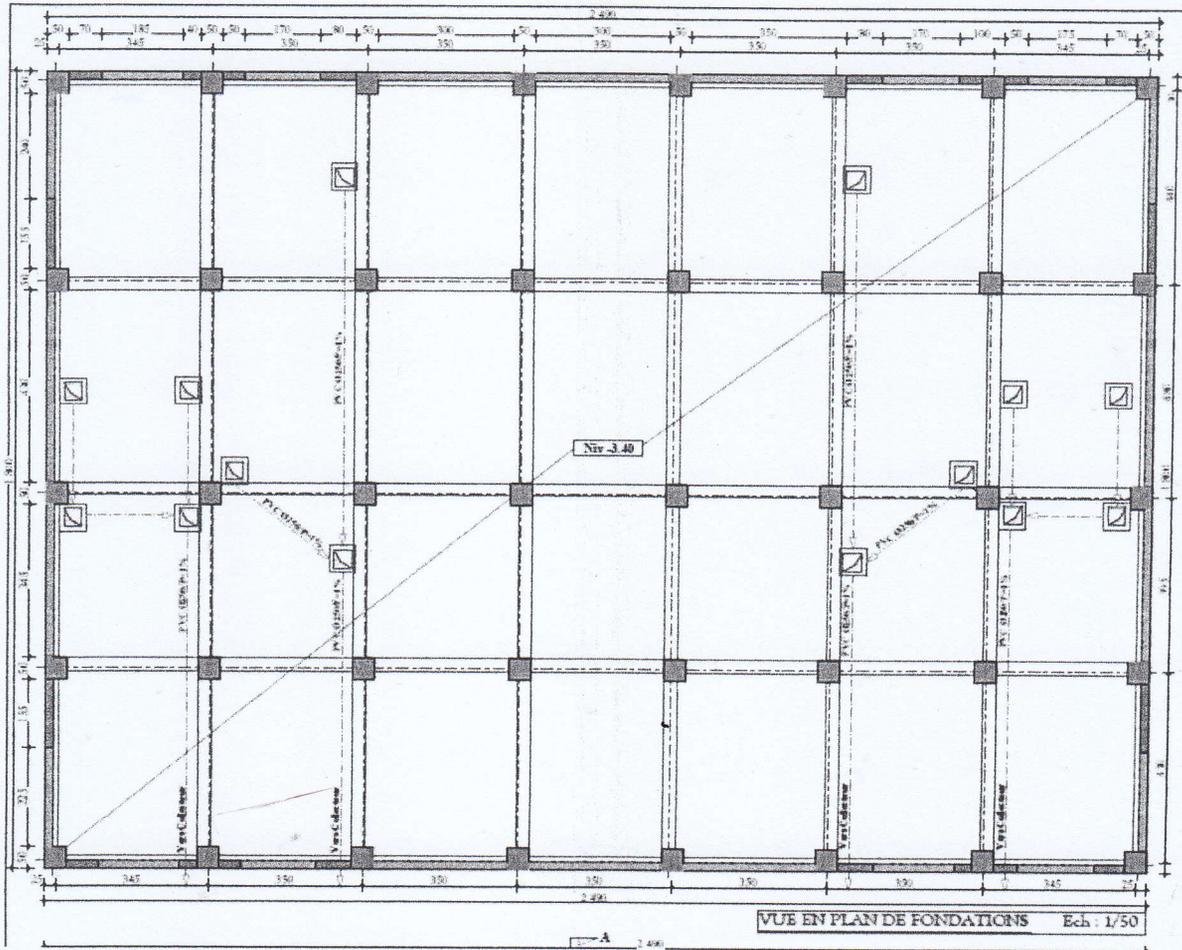
Logiciels :

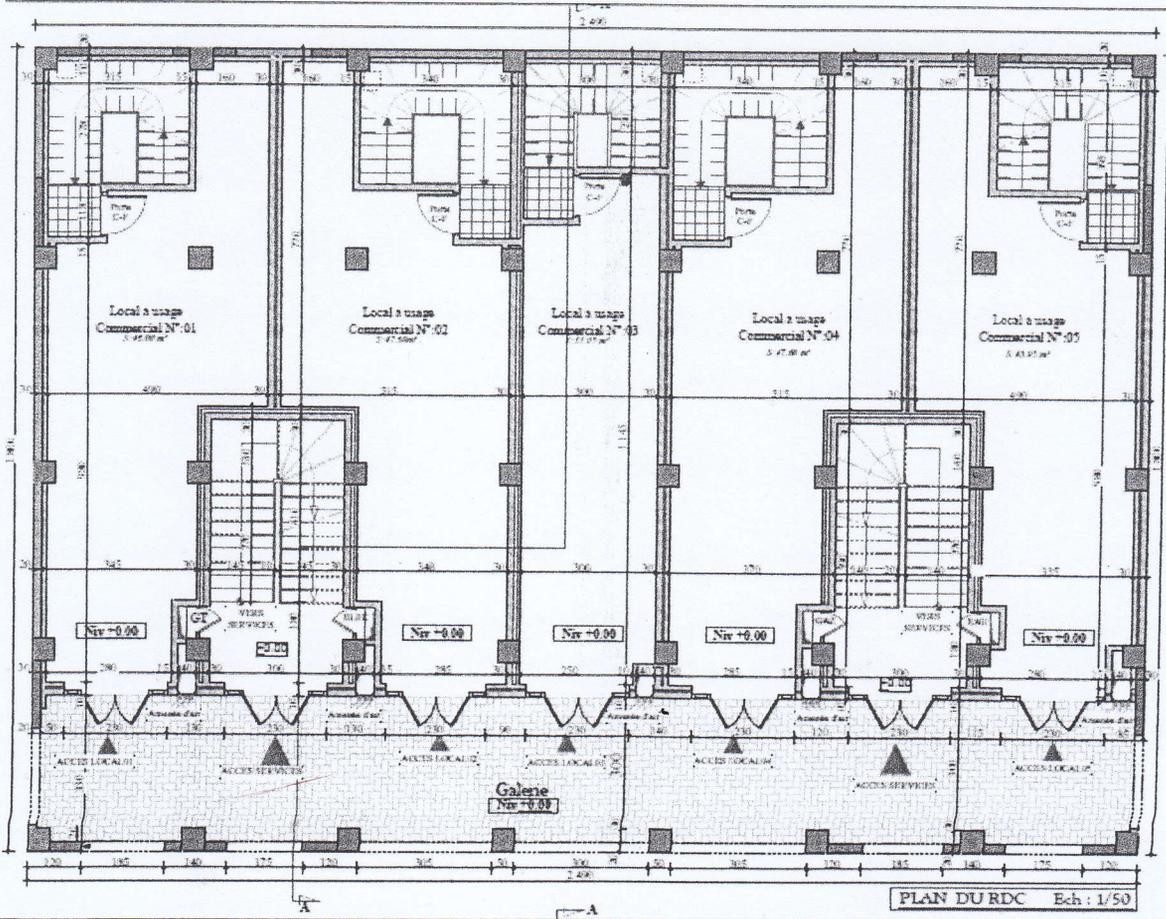
- ETABS V9 pour la modélisation et l'analyse de la structure.
- AUTOCAD 2016 pour les dessins.
- SAFE V12 pour la modélisation et l'analyse des fondations.
- EXPERT BA 2010 et SOCOTEC pour la confirmation des ferrailages calculés.
- WORD 2010 pour le traitement du texte.

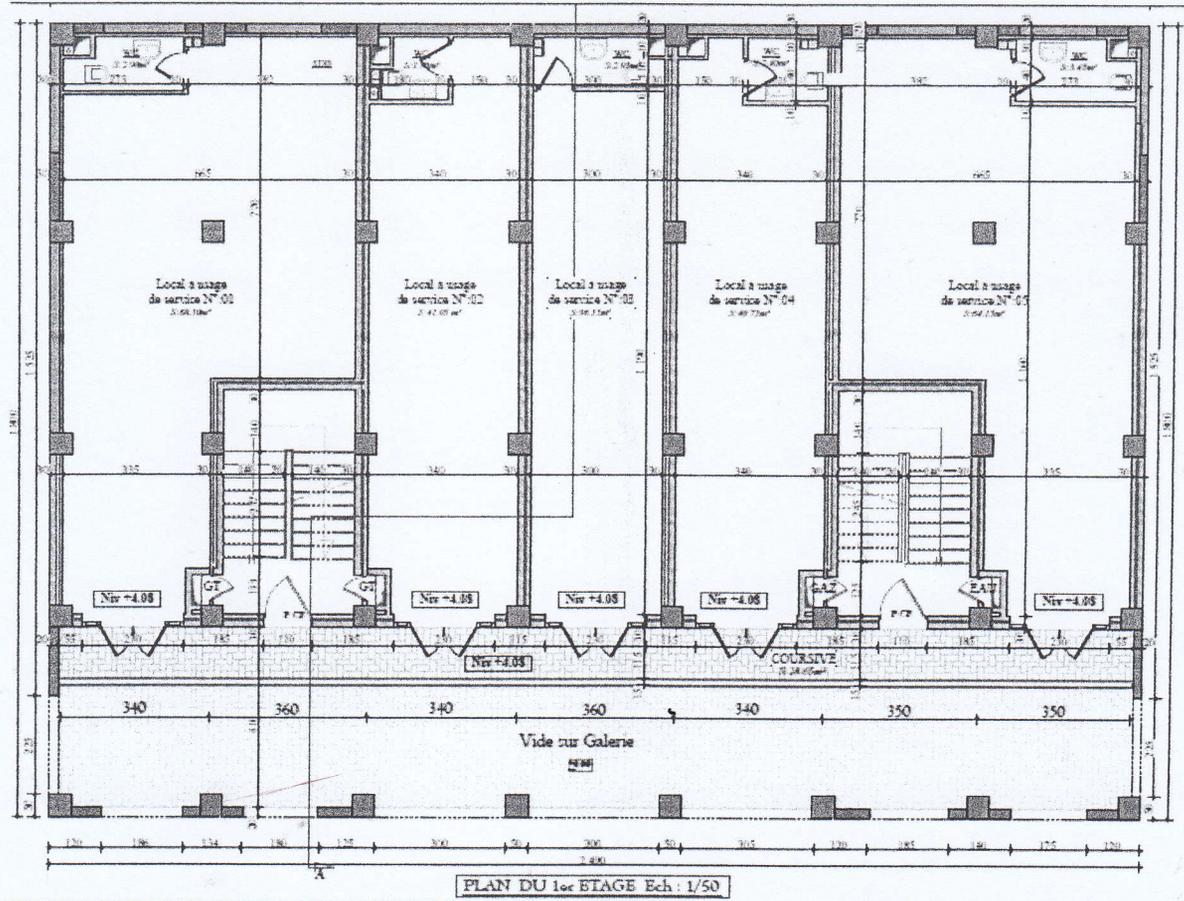
Les Plans

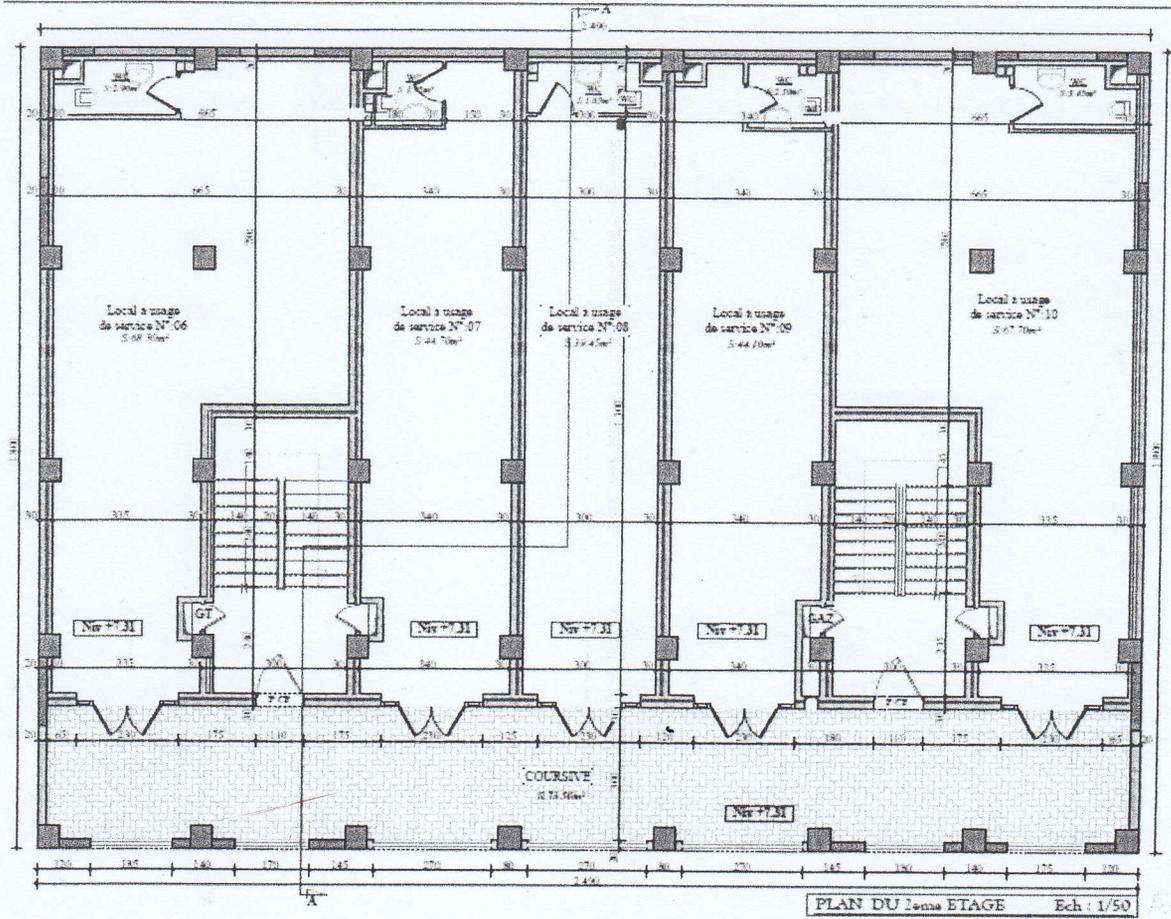


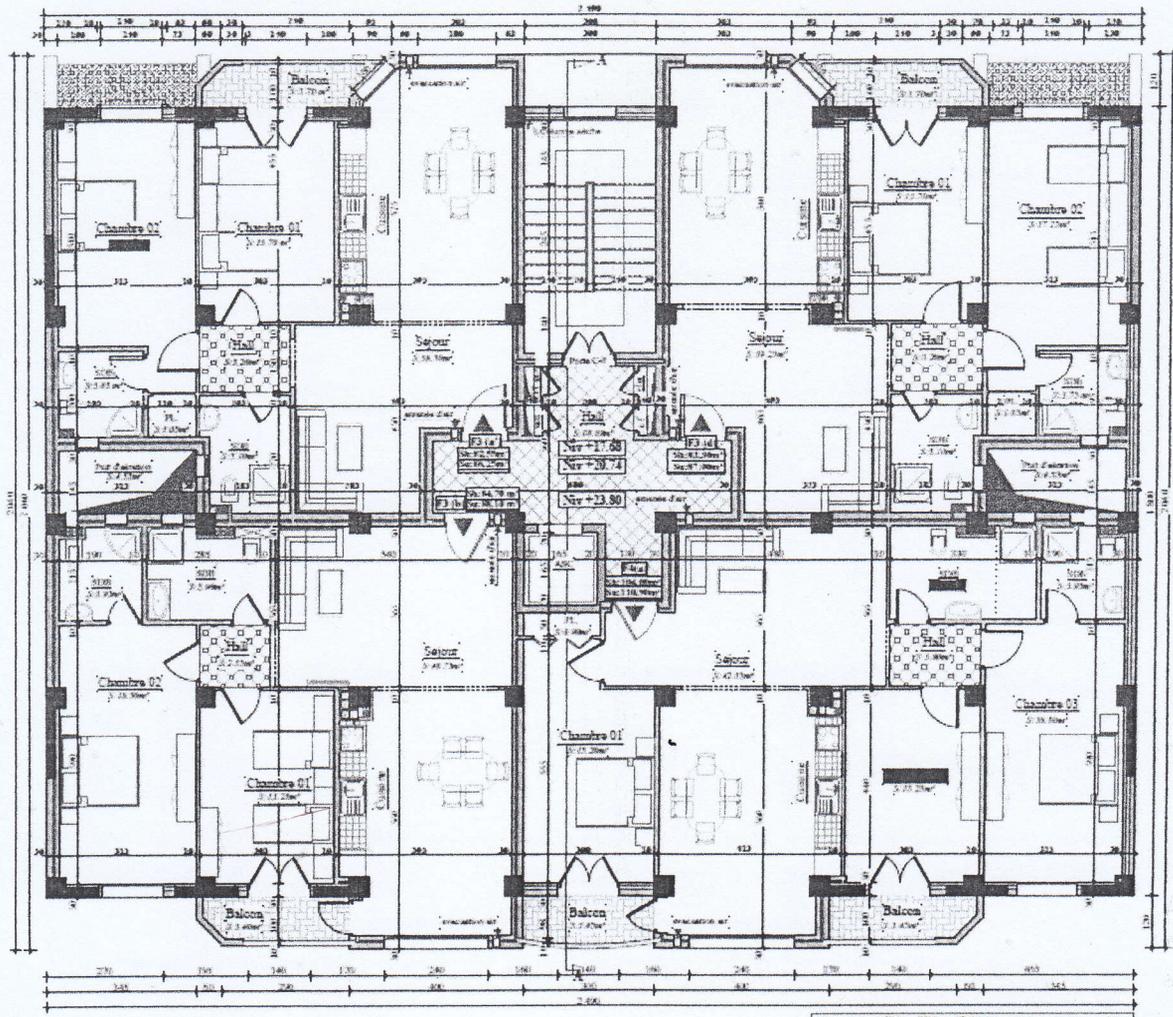




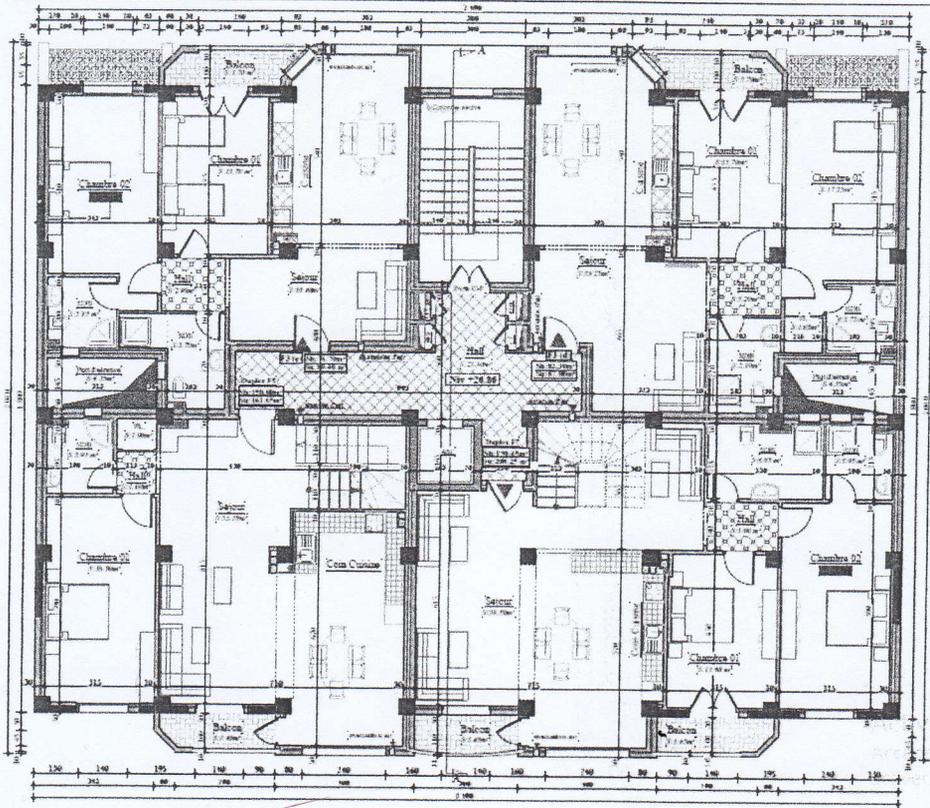




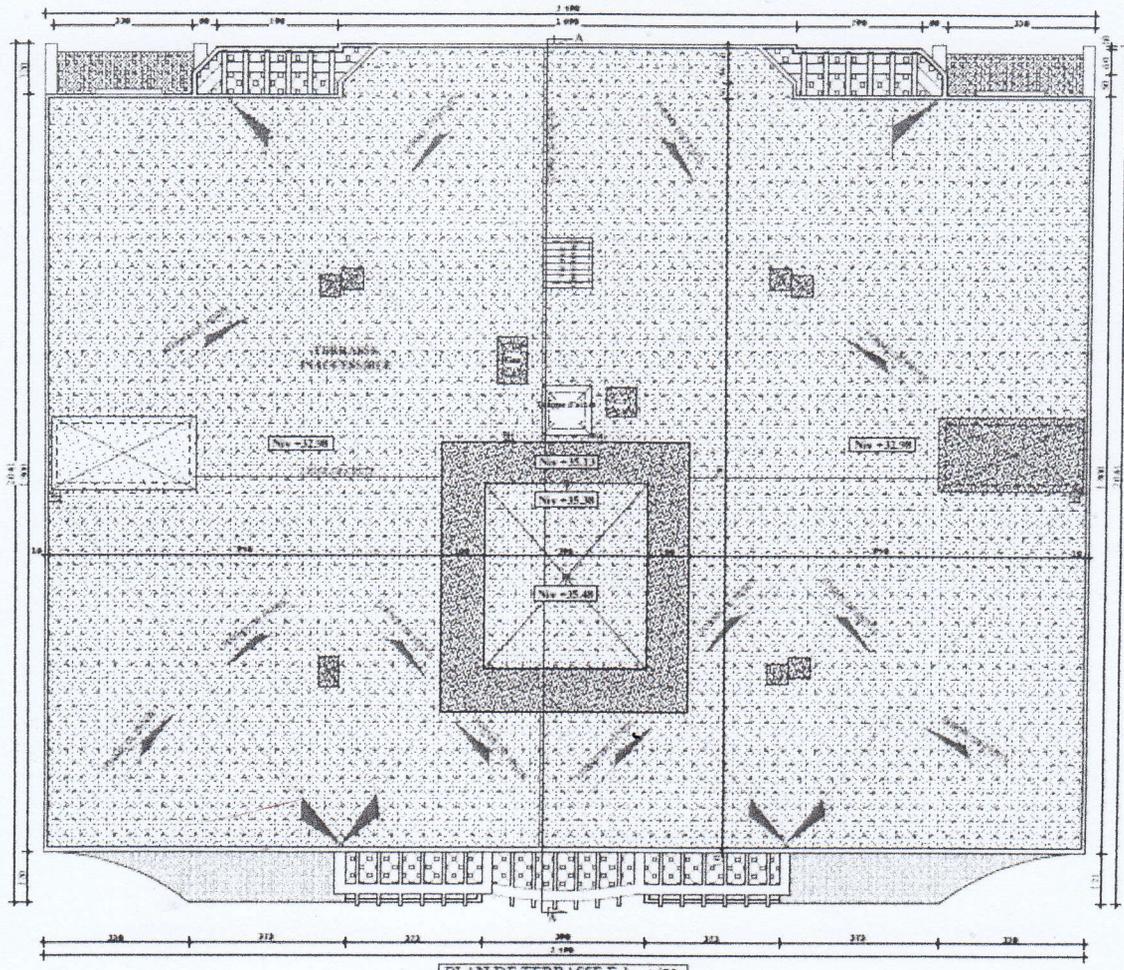




PLAN 5^{ème} C⁶ 7^{ème} ETAGE Ech: 1/50



PLAN 2^e ETAGE Ech: 1/50





Annexes

Annexe

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	0.4065	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

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	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	150.80
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