

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

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin du cycle

En Vue d'Obtention du Diplôme MASTER en génie civil.

Option : Matériaux et structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7+SOUS SOL+ENTRE SOL) à
usage d'habitation et commercial contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)**

Réalisé par :

MAAZIZ Ammar

GALLOUL El hachemi

Encadré par :

Mr MEHENNI Halim

2013 -2014

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

*A Mr MHANI Halim : notre promoteur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

Ammar & El hachemi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents ZIDOUMA et LAHCEN qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mes chers frères et sœurs

MOUSTAPHA, ABDELHAK RAZIKA, NABILA

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

En fin, je remercie mon binôme GALLOUL ELHACHMI qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MAAZIZ Ammar

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

GALLOUL EL Hachemi

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

I.1 : Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.2 : Caractéristiques de la structure :	2
I.2.1 : Caractéristique géométrique :	2
I.2.2 : Données de site :	2
I.2.3 : Description structurale :	2
I.2.4 : Choix de contreventement :	3
I.3 . Règlements et normes utilisés :.....	3
I.4 . Etats limites :.....	3
I.4.1 : Définition :	3
a) Etat limite ultime.....	3
b) Etat limite de service.....	3
I.4.2 Les hypothèse de calcul :	4
I.4.2.1 E.L.U : CBA 93 (article A.4.3.2)	4
I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)	4
I.5 .Action et sollicitation :.....	4
I.5.1 Les actions :	4
I.5.1.1 Définition :	4
I.5.1.2 Valeur caractéristique des actions :.....	5
I.5.1.3 Valeur de calcul des actions:.....	5
I.5.2 .Les sollicitations :	6
I.6 .Caractéristique des matériaux :	6
I.6.1 .Le béton :	6
I.6.1.1 .Définition :	6
I.6.1.2 .Composition du béton :	7
I.6.1.3 .Résistance caractéristique du béton :	7
I.6.2 .L'acier :	11
I.7 .Hypothèse de calcul :	12
I.7.1 .Calcul aux états limites de services :	12
I.7.2 .Calcul aux états limite de résistance :	12

SOMMAIRE

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

II.1 : Introduction	14
II.2:Prédimensionnement des éléments principaux	14
II.2.1. Les poutres	14
II.2.1.1. Les poutres principales.....	14
II.2.1.2 : les poutres secondaires.....	14
II.2.2. Poteaux	15
II.2.3. Les voiles	15
II.3.Prédimensionnement des éléments secondaires.....	16
II.3.1.les planchers	16
a). Plancher à corps creux	16
b). Plancher en dalle pleine	20
II.3.2.les escaliers.....	22
a).Terminologie.....	22
b). types d'escaliers.....	23
c).Prédimensionnement des escaliers	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges :	28
II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :.....	28
II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	29
II.4.3.1.les paliers :	30
II.4.3.2. Les volées:.....	30
II.5. Descente de charge.....	31
II.6. Conclusion.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.1. Introduction	41
III.1.2. Etude des poutrelles.....	41
III.2. Dalles pleines.....	73
III.2.1. Introduction	73
III.2.1. 1. Dalle sur un seul appui	73
III.2.1. 2. Dalle sur deux appuis	76
III.2.1. 3. Dalle sur trois appuis	81
III.2.1. 4.Dalle sur quatre appuis	89
III.3. les Escaliers	93

SOMMAIRE

III.3.1. Définition.....	93
III.2.2. Etude de la poutre palière	98
III.5. Etude de l'acrotère.....	103
III.5.1 hypothèses de calcul	103
III.5.2 Evaluation des charges et surcharges	103
III.5.3 : Calcul des sollicitations.....	104
III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	106

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	109
IV.2. Objectifs et exigences	109
IV.3. Méthodes de calcul	109
IV.3.1. Méthode statique équivalente	109
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	112
IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme	113
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	113
IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	113
IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement.....	114
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit	118
IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	118
IV.5.4 Justification vis à vis des déformations	118
IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	119
IV.6. Conclusion	120

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	121
V.1.1 Introduction	121
V.1.2.2. Ferrailage.....	121
V.1.3. Dispositions constructives des portiques.....	122
V.1.4.Recommandation de BAEL.....	123
V.1.5. Calcul du ferrailage	123
V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99	125
V.1.8. Vérification à l'ELU.....	126
V.1.9. Vérification à l'ELS	127
V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres.....	128

SOMMAIRE

V.2. Etude des poteaux.....	129
V.2.1 Introduction	129
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003).....	129
V.2.3 Sollicitations de calcul.....	131
V.2.4 Calcul du ferrailage	132
V.2.5. Armatures transversales	134
V.2.6 .Vérifications	134
a). Vérification au flambement	134
b).Vérification des contraintes	135
c).Vérification aux sollicitations tangentes	136
d).Vérification des zones nodales	137
V.3. Étude des voiles.....	141
V.3.1. Introduction	141
V.3.2. Recommandations du RPA99	141
a). Aciers verticaux	141
b).Aciers horizontaux.....	141
c). Règles communes.....	142
V.3.3. Sollicitations de calcul.....	142
V.3.4 Calcul du ferrailage	145
V.3.6 Schéma de ferrailage	153
V.4. Conclusion.....	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction	154
VI.2. Choix du type des fondations :	154
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :	154
VI .4. Etude des fondations :.....	154
Le choix de fondation.....	154
Radier général	155
VI.5. Etude des murs de soutènement (murs adossés).....	168
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

SOMMAIRE

LISTE DE FIGURE

Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	7
Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.	8
Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.	9
Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.	11
Fig.I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	13
Fig.II.1. Coupe de voile en élévation.	15
Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	17
Fig.II.3. Plancher sous-sol et entre sol	18
Fig.II.5. Plancher des étages courants	19
Fig.II.6. Plancher terrasse inaccessible	19
Fig. II.7. Coupe transversale d'une poutre.	20
Fig. II.8. Coupe verticale de l'escalier.	22
Fig. II.9. Escalier à trois volées.	23
Fig. II.10. Escalier à deux volées.	23
Fig. II.11. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	32
Fig. II.12. Poteau « P1 » de la descente de charges.	32
Fig. II.13. Poteau « P ₂ » de la descente de charges.	36
Fig. II.14. Section brute	38
FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	42
FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	42
FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	43
FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.	43
FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	72
Figure III .6. Schéma de ferrailage du balcon type N°1	76
Fig. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2.	81

LISTE DE FIGURE

Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.	85
Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.	89
Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4.	93
Fig. III.11. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée de l'escalier de RDC	97
Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée de l'escalier de sous-sol	97
Figure III.13: Schéma statique de la poutre palière	98
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière	102
Fig. III.15. Coupe transversale de l'acrotère.	103
Fig. III.16. Section à ferrailer.	106
Fig. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	108
Fig. IV.1. Disposition des voiles	114
Fig. IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant X)	115
Fig. IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant Y)	116
Fig. IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	116
Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques	122
Fig .V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales du sous-sol	128
Fig. V. 3 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x2})	153
Fig. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier	159
Fig. VI.2 : Schéma de ferrailage de radier	162
Fig. VI.3 : Section à ferrailer.	162
Fig. VI.4: disposition des nervures.	166
Fig. VI.5: diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée.	164
Fig. VI.7: diagramme des nervures des moments de la nervure la plus sollicitée.	164
Fig. VI.8: diagramme des nervures des moments de la nervure la plus sollicitée.	165
Fig.VI.9. schéma du mure soutènement	168

LISTE DE FIGURE

Fig.VI.9 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	168
Fig.VI.11 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	169
Fig. VI.11 .Schéma de ferrailage du mur adossé.	173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I .1 : f_e en fonction du type d'acier	11
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier de sous-sol	27
Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier de l'entre sol	27
Tableau II.3. Les dimensions de la cage d'escalier de RDC et étage courant	27
Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	28
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	29
Tableau II.6. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	30
Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	30
Tableau II.8. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et2	31
Tableau II.9. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	33
Tableau II.10. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P_1	33
Tableau II.11. La loi de dégression pour le poteau P_1	34
Tableau II.12. Evaluation des charges « G » pour le poteau P_1	34
Tableau II.13. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau	37
Tableau II.14. Vérification de la résistance (compression simple)	38
Tableau II.15. Vérification au flambement	39
Tableau II.16. Prévérification de l'effort normal réduit	39
Tableau III.1. Les Types de poutrelles de la Terrasse inaccessible, RDC, Etages courants	39
Tableau III.2. Les Types de poutrelles de sous-sol et l'entre sol	45
Tableau III.3. Combinaisons d'actions	46
Tableau III.4 : Les moments isostatiques max en travées	47
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du RDC et Etage courant type7	49
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelles du RDC et Etage courant type1	53
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelles du RDC et Etage courant type2	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelles du RDC et Etage courant type3	53
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelles du RDC et Etage courant type4	54
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelle du RDC et Etage courant type5	54
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU et l'ELS de poutrelle du RDC et Etage courant type6	54
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type1	54
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type2	55
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type3	55
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type4	55
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type5	55
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type6	55
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible type7	56
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type1	56
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type2	56
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type3	56
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type4	57
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type5	57
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type6	57
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Sous-sol type7	58
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type1	58
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type2	58
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type3	58
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type4	58
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type5	59
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type6	59

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.32. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Entre sol type7	59
Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC est les étages courants	69
Tableau III.34. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	69
Tableau III.35. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	69
Tableau III.36. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher sous-sol	70
Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans le plancher sous-sol	70
Tableau III.38. Le ferrailage des différentes poutrelles	70
Tableau III.39. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle	74
Tableau III.40. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	79
Tableau III.41. Résultats de ferrailage du 3 ^{eme} type de dalle	83
Tableau III.42. Résultats de ferrailage du 3 ^{eme} type de dalle	87
Tableau III.43. Evaluation de la flèche de l'escalier	89
Tableau III.44. Résultats de ferrailage du 4 ^{er} type de dalle	91
Tableau III.45. Ferrailage de l'escalier à trois et deux volées en travée et aux appuis	95
Tableau III.46. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	96
Tableau III.47. Evaluation de la flèche de l'escalier	96
Tableau III.48: Résultat du ferrailage de la poutre palière	99
Tableau III.49. Charge permanente revenant à l'acrotère	103
Tableau III.50. Combinaisons d'actions de l'acrotère	104
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	110
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	115
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	117
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales	117
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	118

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	118
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	119
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	120
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	124
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles	126
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	127
Tableau V.4 . Vérification de l'état limite de compression du béton	127
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	127
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	130
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux	131
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	133
Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales	134
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	135
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	136
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	137
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux	18
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale	138
Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	140
Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'	142
Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'	143
Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'	143
Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'	143
Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à y-y'	143
Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à y-y'	144

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{d1}	144
Tableau V.23: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{d2}	144
Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	145
Tableau V.25. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	146
Tableau V.26. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	147
Tableau V.27. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	148
Tableau V.28. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux	149
Tableau V.29. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	150
Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{d1} dans tous les niveaux	151
Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{d2} dans tous les niveaux	152
Tableau VI .1. Section des armatures du radier	159
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	161
Tableau VI.3 Ferrailage du radier	161
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens x-x	163
Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens y-y	163
Tableau VI.6. Vérification de l'effort tranchant	164
Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens y-y)	165
Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x)	165
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	166
Tableau VI.10. Section des armatures du mur	170

INDEXES

NOTATIONS:

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

S_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Introduction Générale

Introduction générale

Depuis longtemps le souci de l'homme se base sur tout sur la recherche d'un abris pour se protéger des conditions extérieures que la nature lui réserve, comme le vent, neige et les phénomènes naturels (séisme, volcan).

Ce qui nous amène à souligner qu'une grande partie de l'Algérie est sous la menace de séisme, pour cela une étude technique est indispensable pour les constructions dont laquelle les éléments structurants et secondaires sont calculer de telle manière d'assurer la résistance et la stabilité vis-à-vis de l'effet sismique, sans oublier les autres sollicitations.

La construction des bâtiments (d'habitation, administratif...) devrait être de plus en plus le résultat d'une coordination d'étude technique, esthétique et économique très sérieuse, permettant à l'ouvrage de s'intégrer dans une structure répondant aux besoins de l'homme et de la société à une époque et dans un milieu donné.

Notre travail consiste à étudier un bâtiment en R+7 avec un entre sol et un sous-sol en béton armé, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) avec les règles en vigueur et nous avons structuré cette étude en six chapitres comme suit :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (**R+7+ sous-sol+entre sol**) à usage mixte (habitation, commerce) cet ouvrage est implanté dans la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RAP 99** (Règlement parasismique Algérien **99** version **2003**).

I.2 : Caractéristiques de la structure :**I.2.1: Caractéristique géométrique :**

✓ Largeur en plan	19.22m
✓ Longueur en plan	22.00m
✓ Hauteur de bâtiment	33.78m
✓ Hauteur des étages courants.....	03.06m
✓ Hauteur de RDC	03.06m
✓ Hauteur de l'entre-sol	04.08m
✓ Hauteur du sous-sol	05.22m

I.2.2 : Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons, galets et cailloux
- ❖ La contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars (Annexe I)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : D=2 m

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de brique creuse de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure :

- Elle assure les fonctions suivantes :
- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.2.4 : Choix de contreventement :

En se basant sur le RPA99/version 2003 (**Article 3-4-A-1-a**) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse 4 niveaux (14m) et vu la forme irrégulière de notre structure, il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement par voiles portiques, avec vérification de l'interaction : les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales (effort sismique) sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites :

I.4.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui conduisant à la perte de stabilité de la structure jusqu'à la ruine ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique (basculement) et l'instabilité de forme (flambement).

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude et mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2 Les hypothèse de calcul :**I.4.2.1 E.L.U : CBA 93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
 n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé, une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Action et sollicitation :**I.5.1 Les actions :****I.5.1.1 Définition :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeur caractéristique des actions :➤ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie constamment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3 Valeur de calcul des actions:

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaisons d'actions à l'ELU :✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situation accidentelle :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement

c. combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
 ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q+E$
 $0,8G+E$

I.5.2.Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (normaux, tranchants, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6.Characteristique des matériaux :**I.6.1.Le béton :****I.6.1.1.Definition :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Composition du béton :

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable (0<Dg<5mm).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{c28} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } 28 < j < 60$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \quad \text{si } j > 60j$$

✓ **Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.**

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28}. \quad \text{si } 28 < j < 60$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \quad \text{si } j > 60j$$

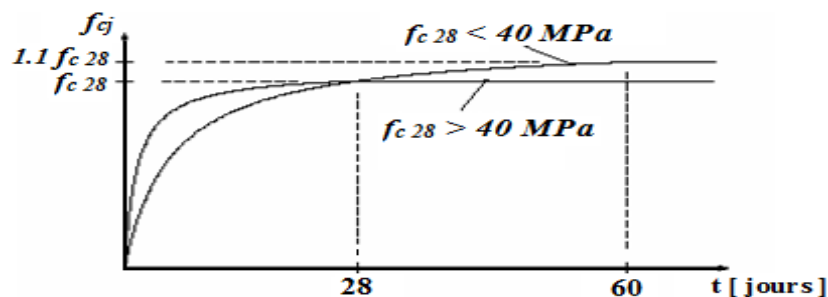


Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{ci} en fonction de l'âge du

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

c. Contrainte limite :

c.1. Etat limite ultime :

➤ Contrainte ultime de compression:

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

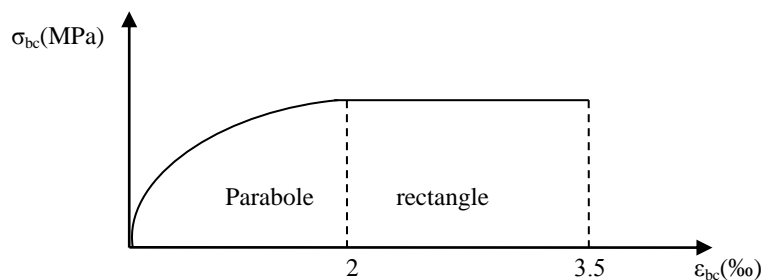


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,15$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2. Etat de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

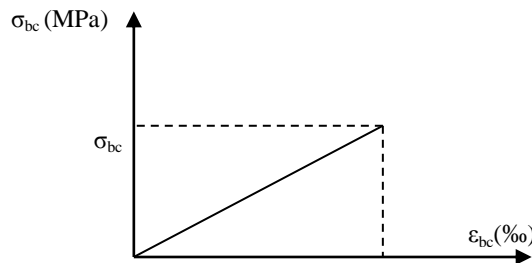


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

d. déformation longitudinale du béton :

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

➤ **Le module longitudinal instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

➤ **Le module longitudinal différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à **0**.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à **0,2**.

I.6.2.L'acier :

a. 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 : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisées

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

Différentes armatures	Acier ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence	
	Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e[\text{MPa}]$	215	235	400	500	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400 type 1.

Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

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

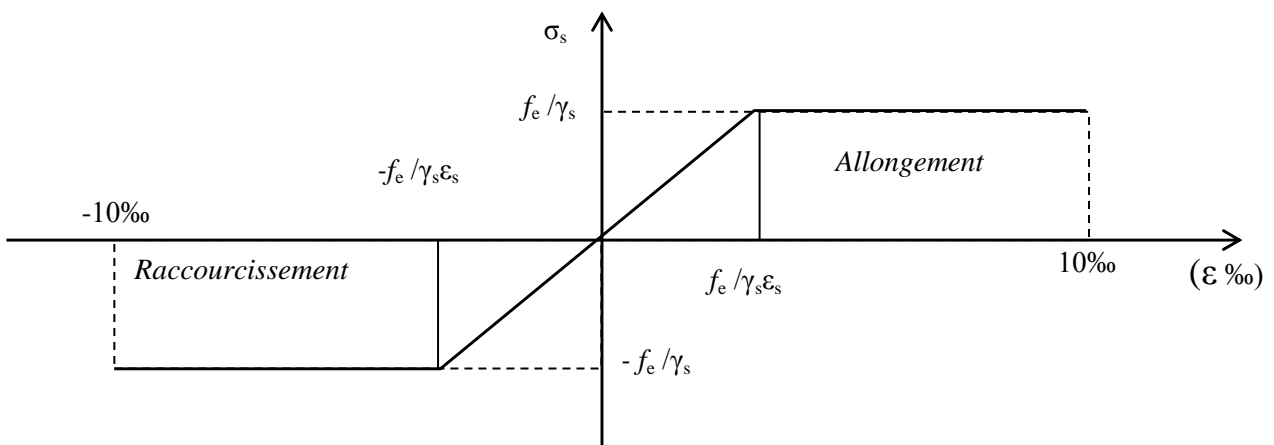


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec :}$$

$E_s = 200\,000$ MPa.

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

➤ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\leq \min(2/3f, 110)$
- Fissuration très préjudiciable : $\leq \min(1/2 f, 90)$

η : Coefficient de fissuration.

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

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

I.7.Hypothèse de calcul :

I.7.1.Calcul aux états limites de services :

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

égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence

I.7.2.Calcul aux états limite de résistance :

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

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

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

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

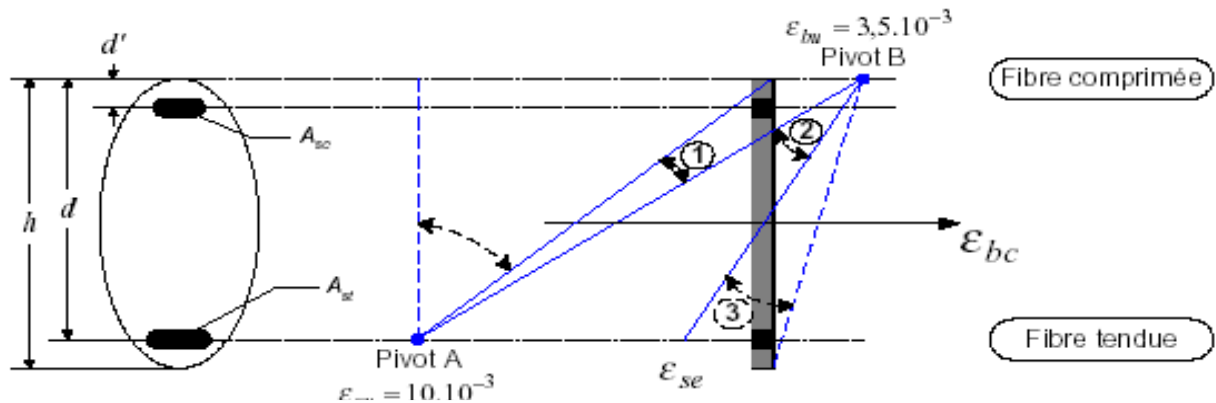


Fig.I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

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

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

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

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ MPa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

Chapitre II

II.1 : Introduction :

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2:Prédimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = (547 - 30) = 517 \text{ cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 517 \text{ cm.} \Rightarrow 34.46 \text{ cm} \leq h \leq 51.7 \text{ cm}$$

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

$b = 30 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 443 - 30 = 413 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 413 \text{ cm} \Rightarrow 27.53 \text{ cm} \leq h \leq 41.3$$

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

$b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 45) \text{ cm}^2$

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

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- sous-sol et entre sol : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- RDC, 1^{er} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème}, 5^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3)

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est différente :

- **Pour le sous-sol on a :**

$h_e = 522 - 20 = 502 \text{ cm}$

$e \geq h_e / 20$

$e \geq 502 / 20 = 25 \text{ cm}$

On adopte pour le voile de sous-sol une épaisseur de :

$e = 25 \text{ cm}$

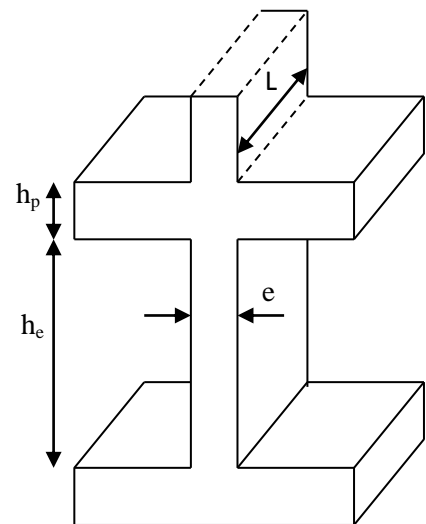


Fig.II.1. Coupe de voile en élévation.

- **Pour l'entre sol :**
 $he=408-20=388\text{cm}$
 $e \geq he / 20$
 $e \geq 388/20 = 20.5 \text{ cm}$
 Pour le voile d'entre sol on prend une épaisseur de :
 $e=25\text{cm}$
- **Pour RDC et 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage courant :**
 $he = 306-20=286$
 $e \geq he / 20$
 $e \geq 286/20=14.3\text{cm}$
 On a adopté pour une épaisseur de :
 $e=20\text{cm}$
- **Pour les derniers étages :**
 $he = 306-20=286$
 $e \geq he / 20$
 $e \geq 286/20=14.3\text{cm}$
 On a adopté pour une épaisseur de :
 $e=15\text{cm}$

II.3.Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1.les planchers :

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux voiles porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (443 - 30) = 413 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{413}{22.5} = 18.35 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

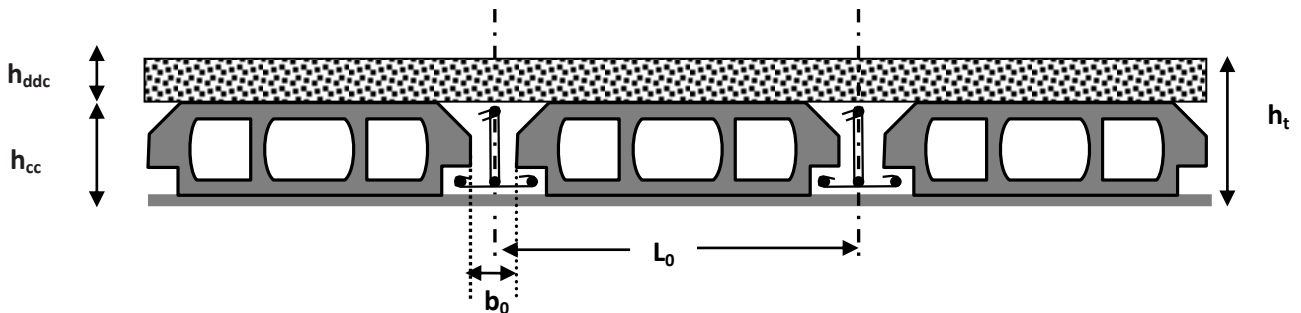


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **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).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures (fig. II.3 ; fig. II.4 ; fig. II.5 ; fig. II.6).

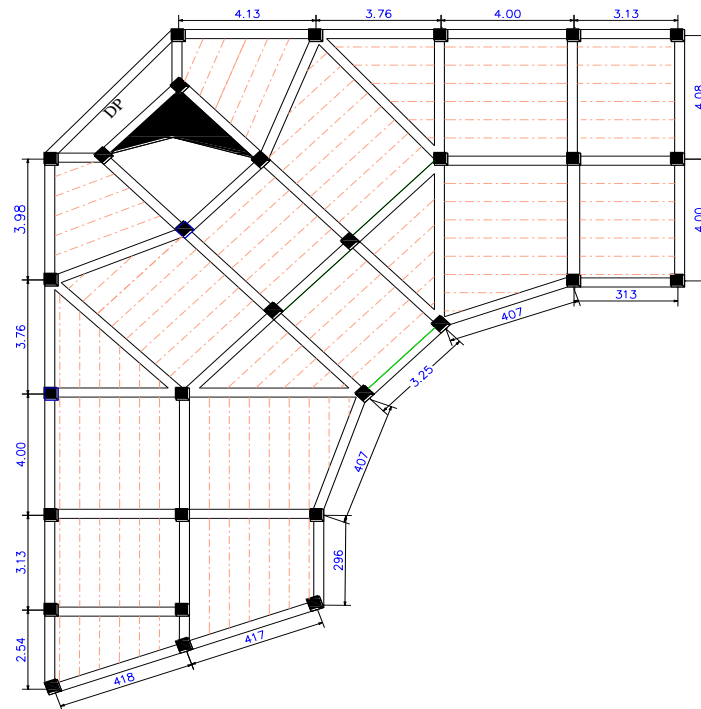


Fig.II.3.Plancher sous-sol et entre sol

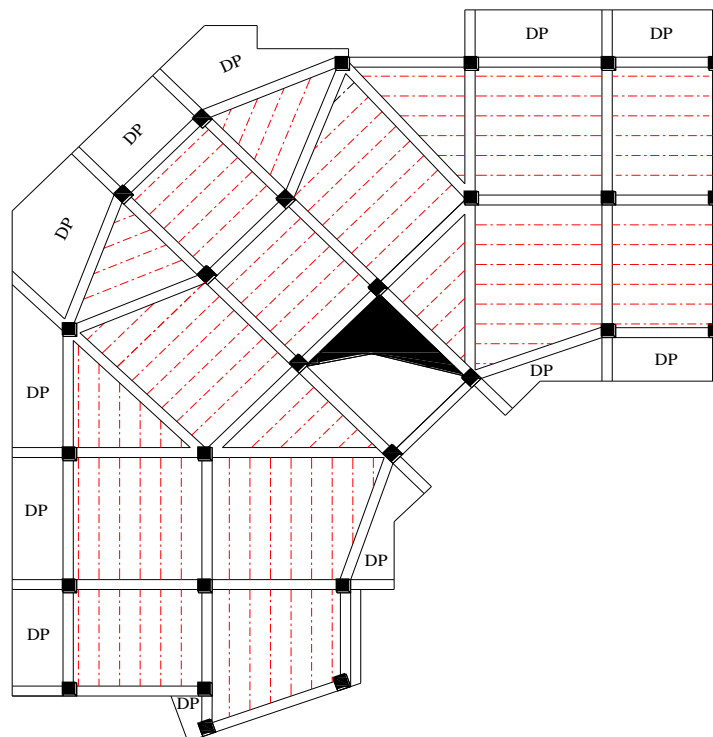


Fig.II.4.Plancher de RDC

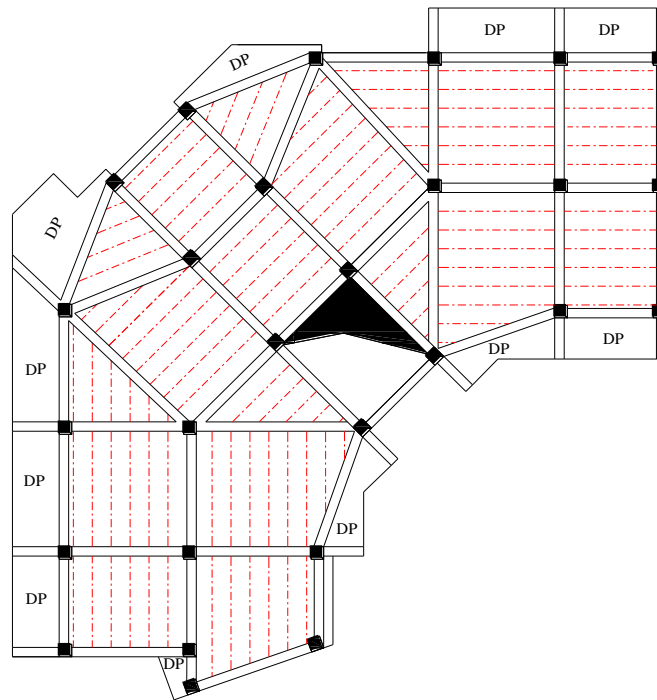


Fig.II.5.Plancher des étages courants

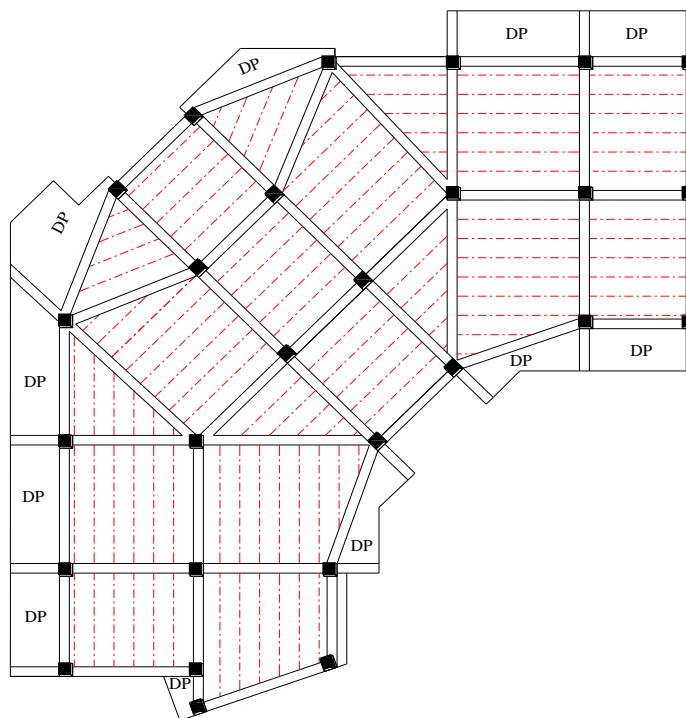


Fig.II.6.Plancher terrasse inaccessible

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

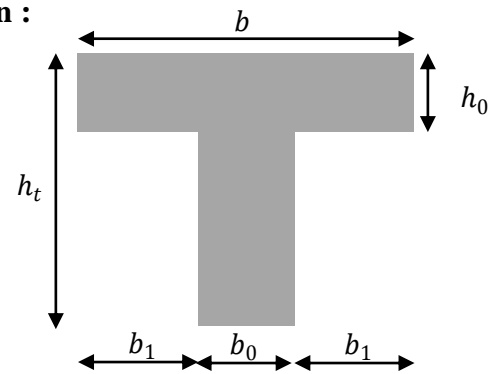


Fig. II.7. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 254 - 30 = 224 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 224 \text{ cm.}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{224}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq (26.5; 22.4)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 22.4 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 22.4 + 12 = 56.8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 50 \text{ cm}$$

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{ Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ Coupe-feu :

$e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte quatre types de dalle pleine :

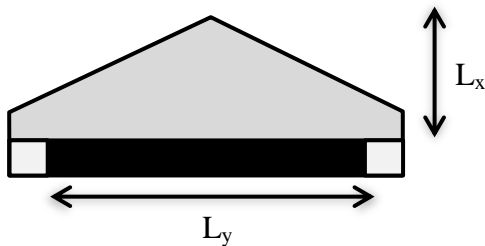
Dalle sur 1 seul appui → $e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.50\text{cm}$

Dalle sur deux appuis → $e \geq \frac{230}{20} \Rightarrow e \geq 11.5\text{cm}$

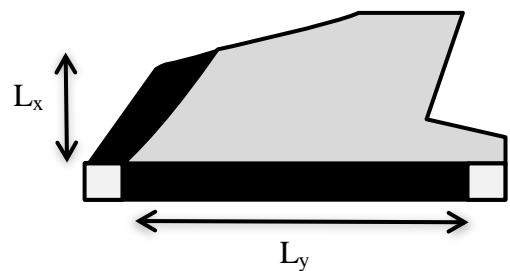
Dalle sur trois appuis → $\frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40} \Rightarrow 5.11\text{cm} \leq e \leq 5.75\text{cm}$

Dalle sur quatre appuis → $\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \Rightarrow 3.71\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$

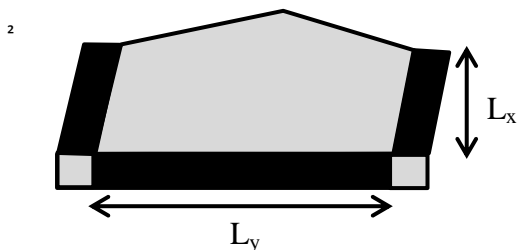
On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis et sur trois appuis et sur quatre appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.



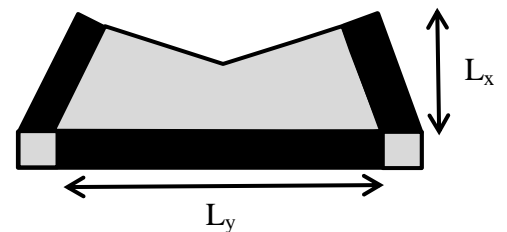
Dalle sur un seul appui.



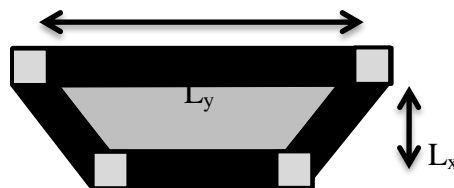
Dalle sur deux appuis.



Dalle sur trois appuis.



Dalle sur trois appuis.



Dalle sur quatre appuis.

II.3.2. Les escaliers :

a). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

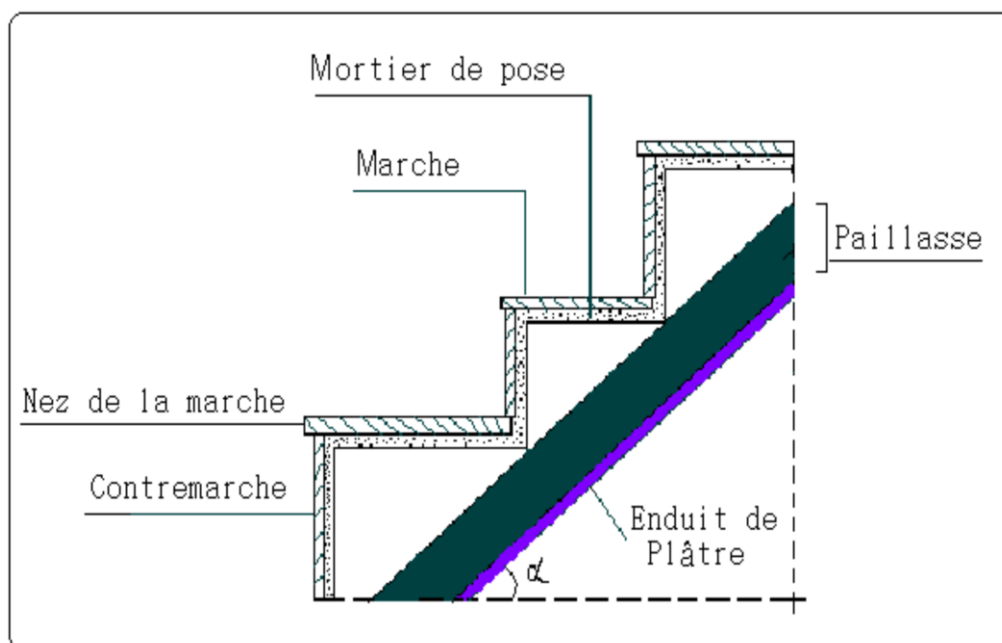


Fig. II.8. Coupe verticale de l'escalier.

b). types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à deux volées de RDC et étages courants, escalier à trois volées de sous-sol et l'entre sol.

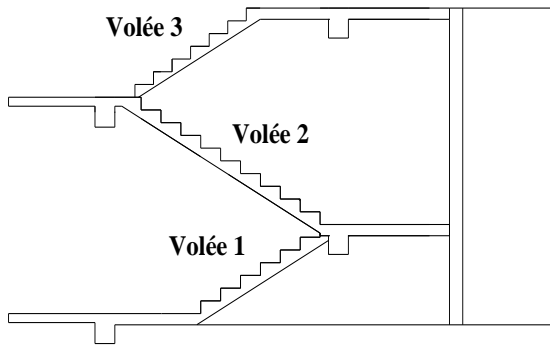


Fig. II.9. Escalier à trois volées.

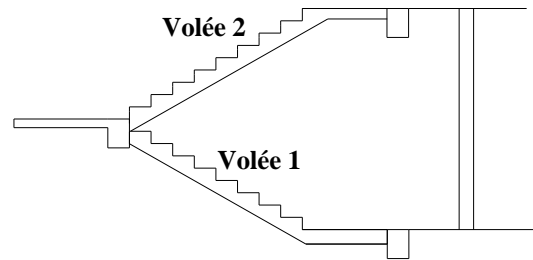


Fig. II.10. Escalier à deux volées.

c).Prédimensionnement des escaliers :

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

c.1. Escalier à trois volées

(Exemple de calcul : escalier de l'entre sol).

- **Première volée :**

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

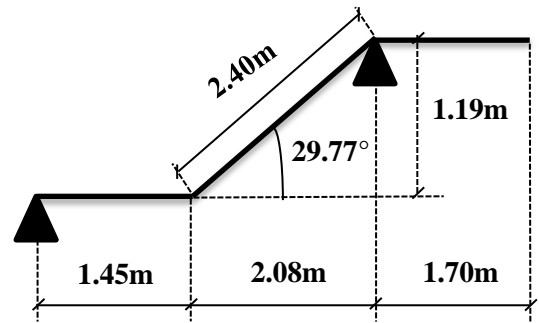
L_p' : longueur du palier d'arrivé

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.45 + \sqrt{2.08^2 + 1.19^2} = 3.84m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{384}{30} \leq e \leq \frac{384}{20} \Rightarrow 12.80cm \leq e \leq 19.2cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**



- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 208 \text{ cm}$; $H = 119\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 119 + 208)n + 2 \times 119 = 0$$

$$64n^2 - 510n + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 7.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 6.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{208}{6} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

• **Deuxième volée :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

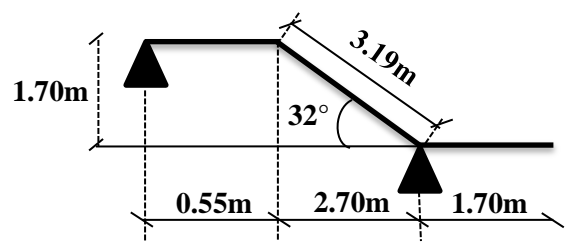
$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 0.55 + \sqrt{2.70^2 + 1.70^2} = 3.74m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 0.55 + \sqrt{2.70^2 + 1.70^2} = 3.74m. \\ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{374}{30} \leq e \leq \frac{374}{20} \Rightarrow 12.46cm \leq e \leq 18.70cm \end{array} \right.$$

$e \geq 11cm \dots\dots\dots$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **e = 15 cm.**



- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

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

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

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

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

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

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

La hauteur d'une contremarche est

• **Troisième volée :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

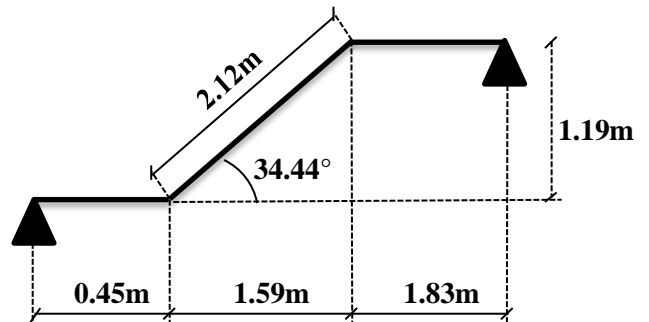
L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L \Rightarrow$$

$$L = 0.45 + \sqrt{1.59^2 + 1.19^2} + 1.83 = 3.61\text{m}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{361}{30} \leq e \leq \frac{361}{20} \Rightarrow 12.03\text{cm} \leq e \leq 18.05\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$



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

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 159\text{ cm}$; $H = 119\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 119 + 159)n + 2 \times 119 = 0$$

$$64n^2 - 461n + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 7$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 6$** .

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{159}{6} = 26.66 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

c.2. Escalier à deux volées :

(Exemple de calcul : escalier de RDC).

- **1^{ème}, 2^{ème} volée :**

- **Epaisseur de la paille :**

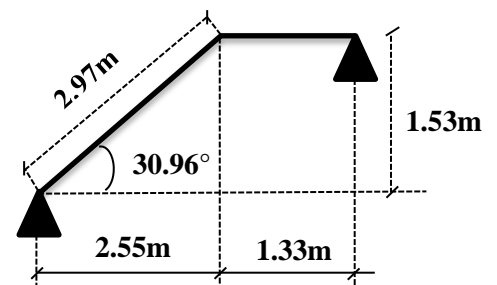
La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.33 + \sqrt{2.55^2 + 1.53^2} = 4.30m.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20} \Rightarrow 14.36cm \leq e \leq 21.05cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 255 \text{ cm} ; H = 153cm.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 255)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 625n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{255}{8} = 28.33 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier de sous-sol:

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Sous-sol	1	0.87	2.67	3.16	1.70	4.03	32.48	10	17	30	15
	2	0.87	2.67	3.16	1.70	4.03	32.48	10	17	30	15
	3	0.65	2.85	3.33	1.82	4.03	32.20	11	17	30	15

Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier de l'entre sol:

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Entre sol	1	1.45	2.08	/	2.39	1.19	3.84	29.77	7	17	30	15
	2	0.55	2.70	/	3.19	1.70	3.74	32.70	10	17	30	15
	3	0.45	1.80	1.18	2.12	1.19	3.61	34.44	7	17	30	15

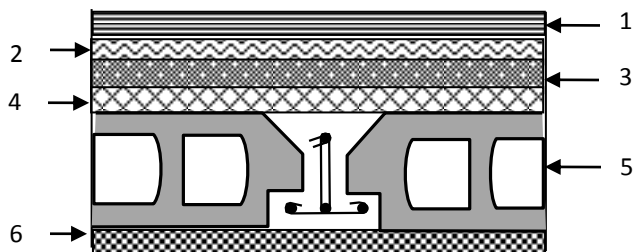
Tableau II.3. Les dimensions de la cage d'escalier de RDC et étage courant:

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et étage courant	1	1.33	2.55	2.97	1.53	4.30	30.96	9	17	30	15
	2	1.33	2.55	2.97	1.53	4.30	30.96	9	17	30	15

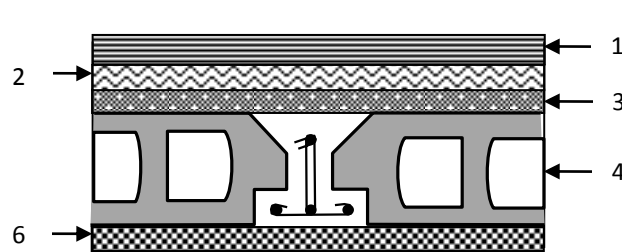
II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

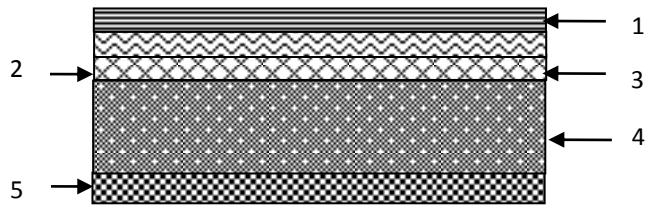


Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5.75	1
Plancher Courant, RDC, et entre sol	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.33	1.5
Sous-sol	/	/	/	/	5.33	5

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle

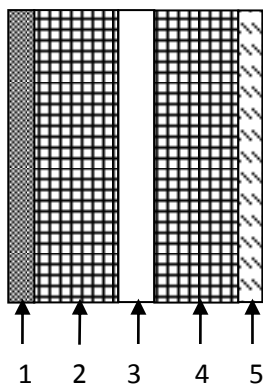
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.48	3.5

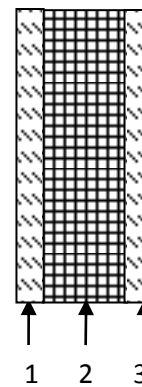
Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

Tableau II.6. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1. les paliers :

Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	2.5

II.4.3.2. Les volées:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma \cdot e$.

Vertical: $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.8.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2 :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.15	4.37	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	9.18	

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **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 du 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’étage immédiatement inferieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l’étage immédiatement inferieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$

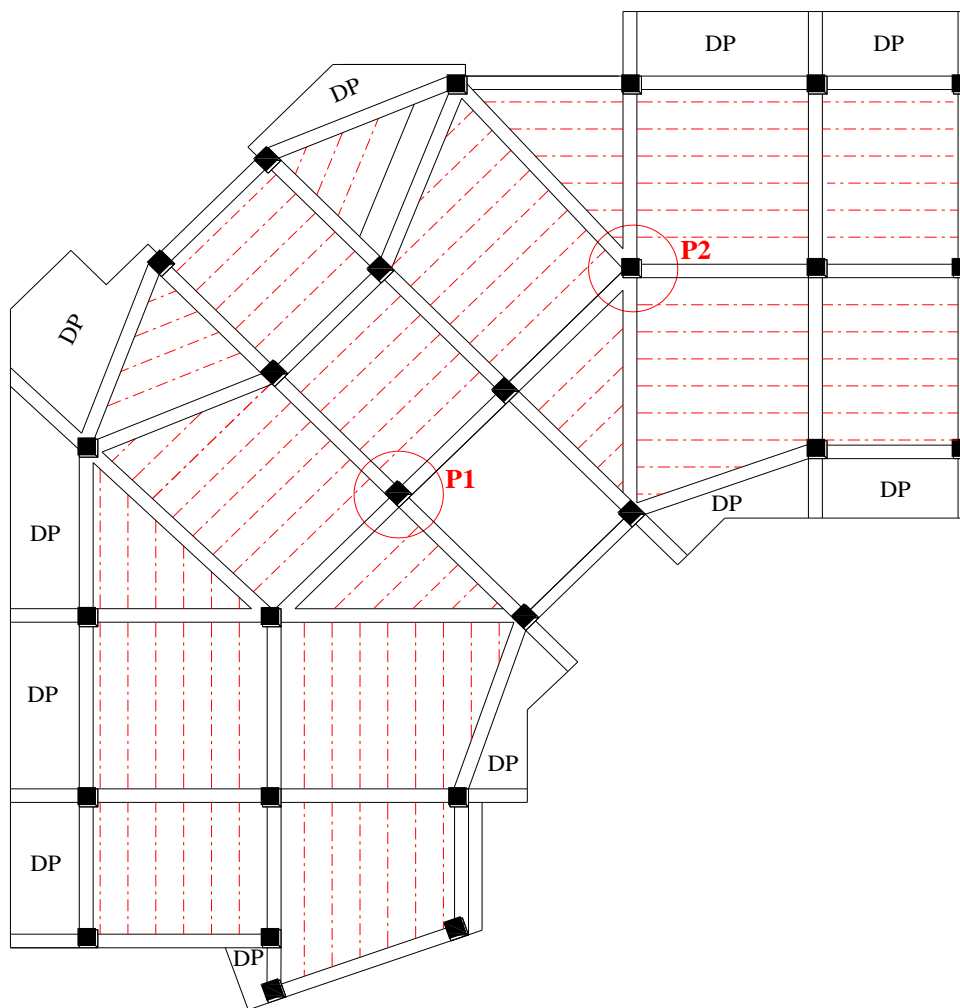


Fig. II.11. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges

A) Poteau « P₁ » au niveau de la cage d'escalier :

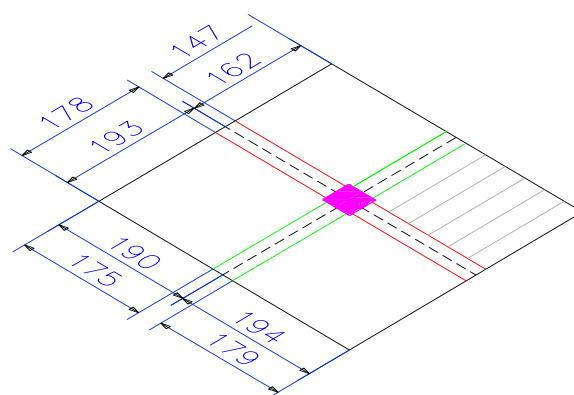


Fig. II.12. Poteau « P₁ » de la descente de charges.

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×40).
 - ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
 - ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
 - ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
 - ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

plancher	$S_{\text{afférente}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{escalier}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{poutres}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{totale}} \text{ (m}^2\text{)}$
Terrasse inaccessible (plancher 7 ^{ème} étage)	11.507	/	2.007	13.514
6 ^{ème} étage	8.882	2.625	2.007	10.889
5 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	8.882	2.625	1.977	10.859
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	8.882	2.625	1.947	10.829
RDC et 1 ^{ème} étage	8.882	2.625	1.917	10.799
Entre sol et sous-sol	11.507	/	1.887	13.394

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₁ :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

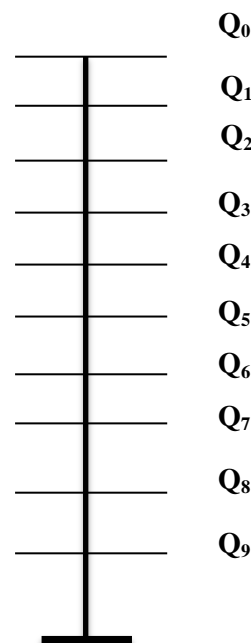
Plancher	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$q_{\text{esc}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$Q_{\text{esc}} \text{ (kN)}$	$Q \text{ (kN)}$
Terrasse inaccessible (plancher 7 ^{ème} étage)	1.0	/	/	13.514
6 ^{ème} étage	1.5	/	6.562	22.896
5 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1.5	2.5	6.562	22.851
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	1.5	2.5	6.562	22.806
RDC et 1 ^{ème} étage	1.5	2.5	6.562	22.761
Entre sol	1.5	/	/	20.091

sous- sol	5	/	/	66.970
-----------	---	---	---	--------

- L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11.La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Q _i	Q (t)
Q ₀	13.514
Q ₁	36.409
Q ₂	56.972
Q ₃	75.251
Q ₄	86.636
Q ₅	99.170
Q ₆	111.349
Q ₇	123.329
Q ₈	133.395
Q ₉	200.365



- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.12.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (KN)
G ₀	Terrasse inaccessible	11.507	66.165
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.745
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.630
	Poids de poteau	0.35×0.35	9.371
	total	/	96.911
G ₁	Venant de G ₀	/	96.911
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.745
	Poids des poutres secondaires	0.45×0.30	9.630
	Poids de poteau	0.35×0.35	9.371
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	198.990
G ₂	Venant de G ₁	/	198.990
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.576
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.480

	Poids de poteau	0.40×0.40	12.24
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	303.619
G₃	Venant de G ₂	/	303.619
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.576
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.480
	Poids de poteau	0.40×0.40	12.24
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	408.248
G₄	Venant de G ₃	/	408.248
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.407
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.330
	Poids de poteau	0.45×0.45	15.49
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	515.808
G₅	Venant de G ₄	/	515.808
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.407
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.40	9.33
	Poids de poteau	0.45×0.45	15.49
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	623.336
G₆	Venant de G ₅	/	623.336
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.238
	Poids des poutres secondaires	0.44×0.30	9.18
	Poids de poteau	0.50×0.50	19.125
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	734.212
G₇	Venant de G ₆	/	734.212
	Poids du plancher étage courant	8.882	47.341
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.238
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.180
	Poids de poteau	0.50×0.50	19.125
	Poids d'escalier	/	23.992
	total	/	845.088
G₈	Venant de G ₇	/	845.088
	Poids du plancher étage courant	11.507	61.332
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.07
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.03
	Poids de poteau	0.55×0.55	30.85
	total	/	957.737

G₉	Venant de G ₈	/	957.737
	Poids du plancher RDC	11.507	61.332
	Poids des poutres principales	0.45×0.30	11.07
	Poids des poutres secondaires	0.40×0.30	9.03
	Poids de poteau	0.55×0.55	39.47
	total	/	1078.639

Pour le poteau P₁

A la base : G=1078.639 KN

Q=200.365 KN

B) Poteau central « P₂ » :

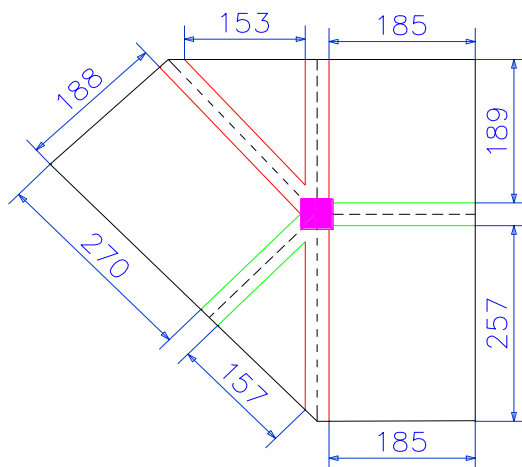


Fig. II.13. Poteau « P₂ » de la descente de charges.

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

$$\text{A la base : } \left. \begin{array}{l} G = 1403.631 \text{ KN} \\ Q = 278.969 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau P}_2$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{totale}} = 1403.631 \text{ KN}, Q_{\text{totale}} = 278.969 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : **N_u = 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.13. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	Q (kn)	G (kn)	N_u (kn)
N_1	19.577	138.502	216.343
N_2	48.942	270.061	437.995
N_3	75.370	404.102	658.592
N_4	78.862	538.143	844.786
N_5	125.291	675.015	1099.206
N_6	137.037	811.887	1396.102
N_7	151.719	952.007	1512.787
N_8	166.402	1092.127	1723.974
N_9	181.084	1243.569	1950.444
N_{10} (base)	278.969	1403.631	2313.355

II.5.1. Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1403.631 + 1.5 \times 278.989 = 2313.385 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 2313.385 \text{ kn}$.

Donc : $N_u = 1.1 \times 2313.385 = 2544.723 \text{ kn}$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2544.723 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.179 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.179 \text{ m}^2$$

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

Tableau II.14. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Sous-sol et l'entre sol	2313.385×10 ⁻³	3025×10 ⁻⁴	7.647	Vérifiée
Rdc, 1 ^{ème} étage	1723.974×10 ⁻³	2500×10 ⁻⁴	6.895	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1396.102×10 ⁻³	2025×10 ⁻⁴	6.894	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	844.786×10 ⁻³	1600×10 ⁻⁴	5.279	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	437.995×10 ⁻³	1225×10 ⁻⁴	3.575	Vérifiée

• Vérification des conditions du RPA :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

$$i : \text{ Rayon de giration } \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad As \geq 0.8\% \times Br.$$

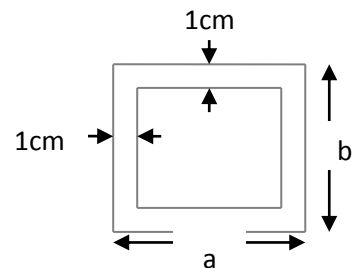


Fig. II.14. Section brute

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

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.15. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
55×55	3025	502	351.4	22.13	0.787	2809	2313.355	1336.137
	3025	388	271.6	17.10	0.811	2809	2313.355	1296.768
50×50	2500	286	200.2	13.870	0.824	2304	1723.974	872.113
45×45	2025	286	200.2	15.411	0.818	1849	1396.102	775.898
40×40	1600	286	200.2	17.337	0.810	1444	844.786	474.135
35×35	1225	286	200.2	19.814	0.798	1089	437.995	249.521

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.16. Pré vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
Sous-sol, entre sol	55×55	3025	2313.385	0.305	Non vérifiée
RDC, 1 ^{ème} étage	50×50	2500	1723.974	0.270	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	45×45	2025	1396.102	0.275	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40×40	1600	844.786	0.211	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	35×35	1225	437.995	0.143	vérifiée

II.6. Conclusion :

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

- Poutres principales : $45 \times 30 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $40 \times 30 \text{cm}^2$.
- Poteaux de sous-sol et l'entre sol : $60 \times 60 \text{cm}^2$.
- Poteaux de RDC et 1^{eme} étage : $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 6 et 7 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- méthode de la RDM.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- 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 :

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

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui 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 deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

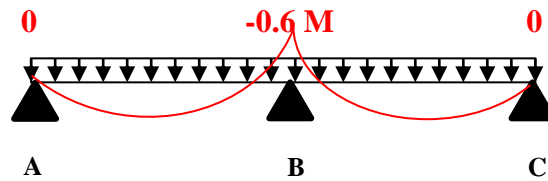


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

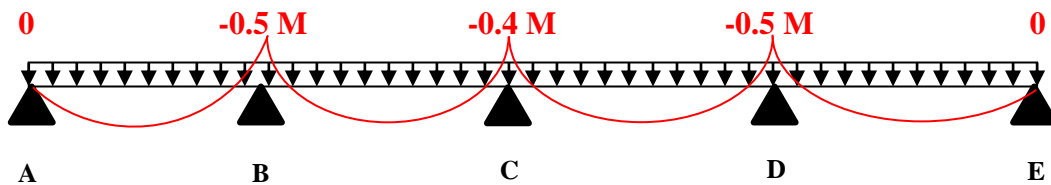


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$

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

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

$-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique 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 à plus de deux travées.

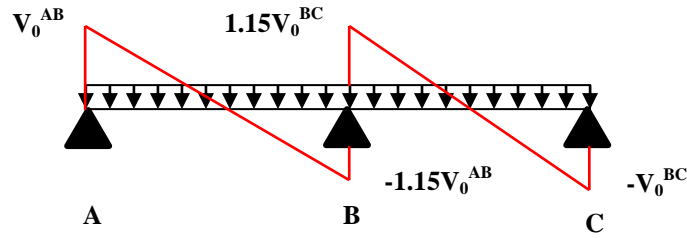


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

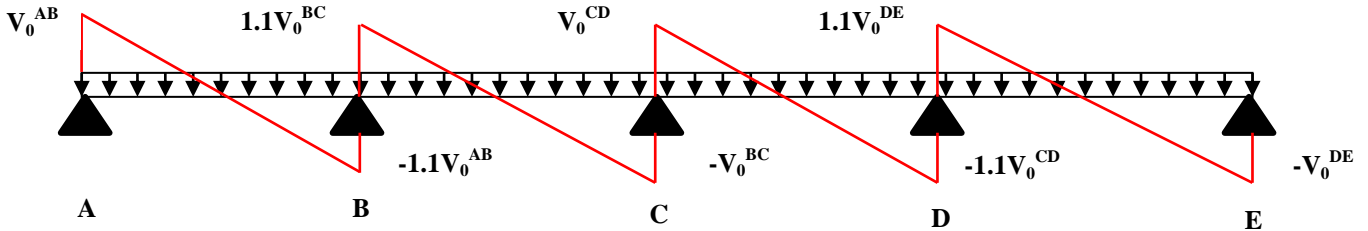


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments 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 :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ P_g et P_d charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considéré.

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

- L'effort tranchant :

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

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

- Les Différents types de poutrelles :

On a 7 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles de la Terrasse inaccessible, RDC, Etages courants :

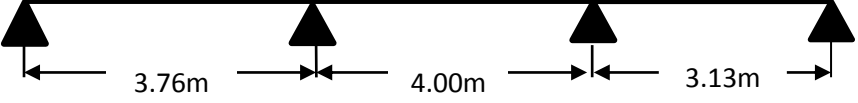
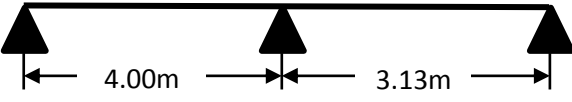

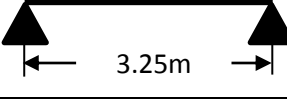
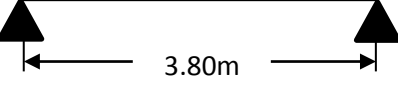
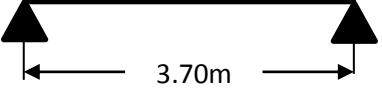
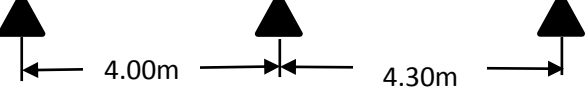
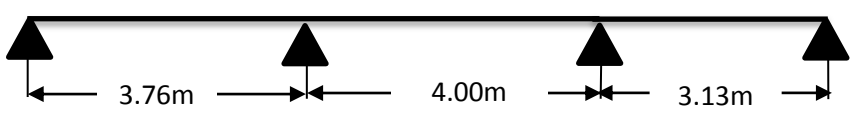
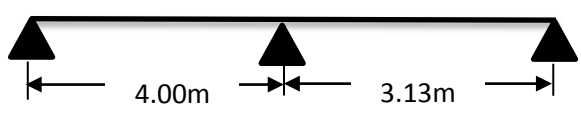
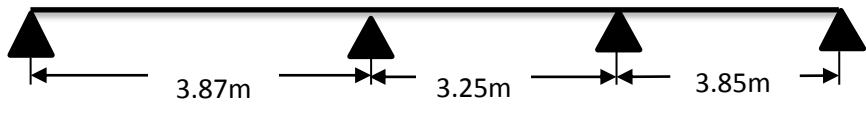

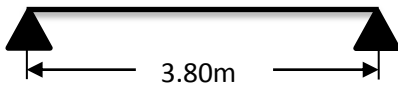
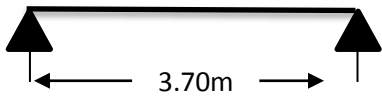
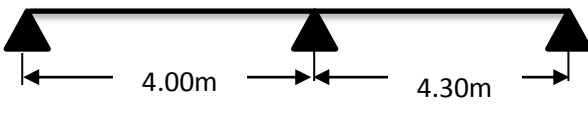
Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	

Tableau III.2. Les Types de poutrelles de sous-sol et l'entre sol :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

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

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

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4,38 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courant, RDC et l'entre sol :**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher de sous-sol :**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 5 \times 1,5) \times 0,65 = 9.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 5) \times 0,65 = 6.71 \text{ KN/ml.}$$

• **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

Tableau III.3. Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6,02	6.75	4.38
Plancher Etage courant, RDC et l'entre sol	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Plancher de sous-sol	5.33	5	14.69	9.55	10.33	6.71

Exemples de calcul :

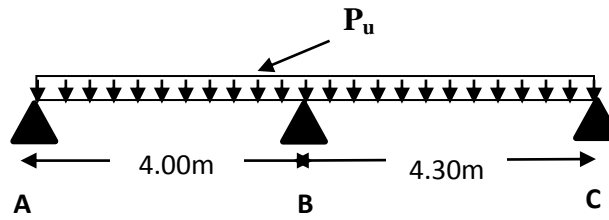
• **Application de la méthode forfaitaire pour le septième type de plancher RDC et Etage courant :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 7).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$
- $I = \text{constant}$
- $L_i / l_{i+1} = 4 / 4.3 = 0.93$ compris entre 0.8 et 1.25
- F.P.N

✓ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



b. calcul des sollicitations :

À l'ELU : $p_u = 6.14 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $P_s = 4.44 \text{ KN/ml}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B : $M_0 = \frac{6.14 \times (4)^2}{8} = 12.28 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{6.14 \times (4.3)^2}{8} = 14.19 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.44 \times (4)^2}{8} = 8.88 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.44 \times (4.3)^2}{8} = 10.26 \text{ KN.m}$

Tableau III.4 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS) (KN.m)
AB	12.28	8.88
BC	14.19	10.26

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times (12.28, 14.19) = -8.51 \text{ KN.m.}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times (8.88, 10.26) = -6.15 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

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

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

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.219 = 1.06$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.219}{2} = 0.63$$

À l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 8.51}{2} \geq 1.06 \times 12.28 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.63 \times 12.28 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 7.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.73 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max[M_t(1), M_t(2)] = 7.76 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{0 + 8.51}{2} \geq 1.06 \times 14.19 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.63 \times 14.19 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 10.78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.93KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max [M_t(1), M_t(2)] = 10.78KN.m$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 4}{2} = 12.28KN.m$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 \frac{6.14 \times 4}{2} = -14.12KN.m$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.14 \times 4.3}{2} = 15.18KN.m$$

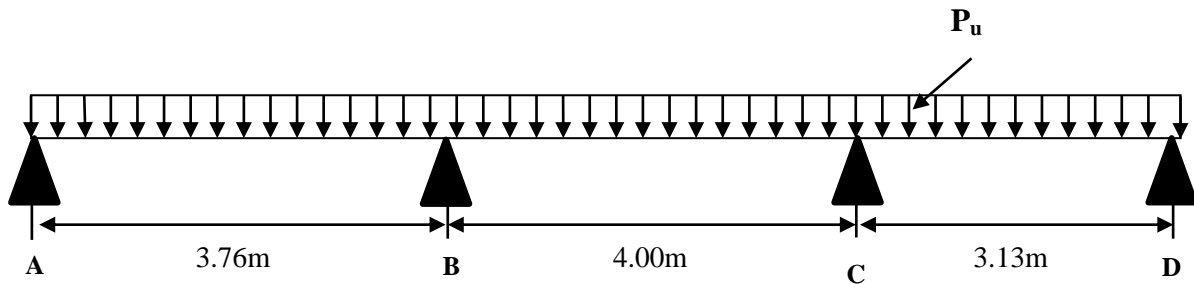
$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.14 \times 4.3}{2} = -13.20KN.m$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type7) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.14	12.28	0	-8.51	8.76	12.28	-14.12
	BC	4.30		14.19	-8.51	0	10.78	15.39	-13.20
ELS	AB	4.00	4.44	8.88	0	-6.15	6.31	/	/
	BC	4.30		10.26	-6.15	0	7.76	/	/

- Application de la méthode de Caquot pour le premier type de poutrelles de RDC et Etage courant :



$L_i/L_{i+1}=4/3.13=1.27 \notin [0.8;1.25]$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} \times G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.33 = 3.55 \text{ KN} / m^2$$

$$P_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times 0.65 = 4.58 \text{ KN} / m$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.28 \text{ KN} / m$$

A l'ELU :

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.58 \text{ KN} / m$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.76 \text{ m}$$

$$L_d' = 0.8 \times L_d = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.58 \times (3.76^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.76 + 3.2)} = -6.65 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Longueurs fictives :

$$l'_g = 0.8 \times L_g = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$l'_d = L_d = 3.13 \text{ m}$$

$$x = \frac{3.76}{2} - \frac{0 - (-6.65)}{6.14 \times 3.76} = 1.59 \text{ m}$$

• Moments en travée :

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.76}{2} - \frac{0 - (-6.65)}{6.14 \times 3.76} = 1.59 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.59}{2} \times (3.76 - 1.59) = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 10.59 + \left(-6.65 \times \frac{1.59}{3.76}\right) = 7.77 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4}{2} - \frac{-6.65 + 5.4}{6.14 \times 4} = 2.05 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 2.05}{2} \times (4 - 2.05) = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 12.27 + (-6.65) \times \left(1 - \frac{2.05}{4}\right) + \left(-5.4 \times \frac{2.05}{4}\right) = 6.26 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.13}{2} - \frac{-5.4 - 0}{6.14 \times 3.13} = 1.84m$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.84}{2} \times (3.13 - 1.84) = 7.28KN.m$$

$$M_t(x) = 7.28 + -5.4 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.13}\right) = 5.05KN.m$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \pm \frac{P_u \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.14 \times 3.76}{2} - \frac{0 - 6.65}{3.76} = 9.77KN$$

$$V_B = -\frac{6.14 \times 3.76}{2} - \frac{0 - 6.65}{3.76} = -13.31KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.14 \times 4}{2} - \frac{6.65 - 5.4}{4} = 12.59KN$$

$$V_C = -\frac{6.14 \times 4}{2} - \frac{-6.65 + 5.4}{4} = -11.96KN$$

Travée CD :

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{23.43 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 3.96cm^2$$

$$V_D = -\frac{6.14 \times 3.13}{2} - \frac{-5.4 + 0}{3.13} = -7.88KN$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type1) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	6.14	10.85	0	-6.65	7.77	9.77	-13.31
	BC	4.00		12.28	-6.65	-5.40	6.26	12.59	-11.96
	CD	3.13		7.51	-5.40	0	5.06	10	-7.88
ELS	AB	3.76	4.44	7.84	0	-4.77	5.64	/	/
	BC	4.00		8.88	-4.77	-3.87	4.56	/	/
	CD	3.13		5.43	-3.87	0	3.67	/	/

Les résultats de calcul des autres types des poutrelles de plancher RDC et Etage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type2) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.14	12.28	0	-7.15	8.96	10.49	-14.06
	BC	3.13		7.52	-7.15	0	4.36	11.89	-7.32
ELS	AB	4.00	4.44	8.88	0	-5.13	6.50	/	/
	BC	3.13		5.43	-5.13	0	3.17	/	/

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type3) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.87	6.14	11.49	0	-5.74	9.38	11.88	-13.06
	BC	3.25		8.10	-5.74	-5.68	4.32	11.47	-10.97
	CD	3.85		11.37	-5.68	0	9.28	13.00	-11.82
ELS	AB	3.87	4.44	8.31	0	-4.15	6.78	/	/
	BC	3.25		5.86	-4.15	-4.11	3.12	/	/
	CD	3.85		8.22	-4.11	0	6.71	/	/

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type4) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.25	6.14	8.10	0	0	8.10	9.97	-9.97
ELS			4.44	5.86	0	0	5.86	/	/

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type5) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.8	6.14	11.08	0	0	11.08	11.66	11.66
ELS			4.44	8.01	0	0	8.01	/	/

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher RDC et Etage courant (type6) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.70	6.14	10.50	0	0	10.50	11.35	-11.35
ELS			4.44	7.59	0	0	10.45	/	/

➤ Plancher de Terrasse inaccessible :

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type1) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	6.02	10.63	0	-6.30	7.72	9.64	-12.99
	BC	4.00		12.04	-6.30	-5.11	6.34	12.33	-11.74
	CD	3.13		7.37	-5.11	0	5.03	11.05	-7.78
ELS	AB	3.76	4.38	7.74	0	-4.56	5.64	/	/
	BC	4.00		8.76	-4.56	-3.70	4.64	/	/
	CD	3.13		5.36	-3.70	0	3.68	/	/

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type2) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.02	12.04	0	-6.77	8.89	10.34	-13.73
	BC	3.13		7.37	-6.77	0	4.37	11.58	-7.25
ELS	AB	4.00	4.38	8.76	0	-4.90	6.49	/	/
	BC	3.13		5.36	-4.90	0	3.2	/	/

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type3) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.87	6.02	11.27	0	-5.63	9.01	11.65	-12.81
	BC	3.25		7.95	-5.63	-5.57	4.15	9.80	-9.76
	CD	3.85		11.15	-5.57	0	8.92	12.74	-11.59
ELS	AB	3.87	4.38	8.21	0	-4.10	6.57	/	/
	BC	3.25		5.79	-4.10	-4.06	3.02	/	/
	CD	3.85		8.13	-4.06	0	6.50	/	/

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type4) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.25	6.02	7.95	0	0	7.95	9.78	-9.78
ELS			4.38	5.79	0	0	5.79	/	/

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type5) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.8	6.02	10.86	0	0	10.86	11.44	-11.44
ELS			4.38	7.92	0	0	7.92	/	/

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type6) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.7	6.02	10.30	0	0	10.30	11.13	-11.13
ELS			4.38	7.50	0	0	7.50	/	/

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible (type7) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.02	12.04	0	-8.35	8.46	12.04	-13.
	BC	4.30		13.91	-8.35	0	10.43	14.88	-12.94
ELS	AB	4.00	4.38	8.77	0	-6.08	6.17	/	/
	BC	4.30		10.14	-6.08	0	7.60	/	/

➤ Plancher de sous-sol :

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type1) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	9.55	16.88	0	-11.60	11.57	14.87	-21.04
	BC	4.00		19.10	-11.60	-9.42	8.60	19.64	-18.55
	CD	3.13		11.69	-9.42	0	7.46	17.95	-11.93
ELS	AB	3.76	6.71	11.86	0	-8.07	8.17	/	/
	BC	4.00		13.43	-8.07	-6.55	6.12	/	/
	CD	3.13		8.22	-6.55	0	5.27	/	/

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type2) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	9.55	19.10	0	-12.48	13.37	15.98	-22.22
	BC	3.13		11.69	-12.48	0	6.28	18.93	-10.96
ELS	AB	4.00	6.71	13.43	0	-8.68	9.43	/	/
	BC	3.13		8.22	-8.68	0	4.45	/	/

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type3) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.87	9.55	17.88	0	-8.94	16.00	18.48	-20.33
	BC	3.25		12.61	-8.94	-8.84	7.22	17.07	-17.07
	CD	3.85		17.69	-8.84	0	15.84	20.22	-18.38
ELS	AB	3.87	6.71	12.57	0	-6.28	11.25	/	/
	BC	3.25		8.86	-6.28	-6.22	5.07	/	/
	CD	3.85		12.44	-6.22	0	11.13	/	/

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type4) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	9.55	16.88	0	-11.60	11.57	14.87	-21.04
	BC	4.00		19.10	-11.60	-7.99	9.34	20.00	-18.19
	CD	3.13		11.69	-7.99	-5.98	4.73	15.58	-14.30
	DE	2.54		7.70	-5.98	0	5.00	14.48	-9.77
ELS	AB	3.76	6.71	11.86	0	-8.07	8.17	/	/
	BC	4.00		13.43	-8.07	-5.55	6.64	/	/
	CD	3.13		8.22	-5.55	-4.16	3.37	/	/
	DE	2.54		5.41	-4.16	0	3.53		

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type5) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.8	9.55	17.23	0	0	17.23	18.145	-18.145
ELS			6.71	12.11	0	0	12.11	/	/

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type6) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.7	9.55	16.34	0	0	16.34	17.66	-17.66
ELS			6.71	11.48	0	0	11.48	/	/

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de sous-sol (type7) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	9.55	19.10	0	-13.24	15.25	19.10	-21.96
	BC	4.30		22.07	-13.24	0	18.66	23.61	-20.53
ELS	AB	4.00	6.71	13.43	0	-9.31	10.72	/	/
	BC	4.30		15.52	-9.31	0	13.11	/	/

➤ Plancher de l'entre sol :

Tableau III.26.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type1) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	6.14	10.85	0	-6.65	7.77	9.77	-13.31
	BC	4.00		12.28	-6.65	-5.40	6.26	12.59	-11.96
	CD	3.13		7.51	-5.40	0	5.06	10	-7.88
ELS	AB	3.76	4.44	7.84	0	-4.77	5.64	/	/
	BC	4.00		8.88	-4.77	-3.87	4.56	/	/
	CD	3.13		5.43	-3.87	0	3.67	/	/

Tableau III.27.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type2) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.14	12.28	0	-7.15	8.96	10.49	-14.06
	BC	3.13		7.52	-7.15	0	4.36	11.89	-7.32
ELS	AB	4.00	4.44	8.88	0	-5.13	6.50	/	/
	BC	3.13		5.43	-5.13	0	3.17	/	/

Tableau III.28.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type3) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.87	6.14	11.49	0	-5.74	9.38	11.88	-13.06
	BC	3.25		8.10	-5.74	-5.68	4.32	11.47	-10.97
	CD	3.85		11.37	-5.68	0	9.28	13.00	-11.82
ELS	AB	3.87	4.44	8.31	0	-4.15	6.78	/	/
	BC	3.25		5.86	-4.15	-4.11	3.12	/	/
	CD	3.85		8.22	-4.11	0	6.71	/	/

Tableau III.29.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type4) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.76	6.14	10.85	0	-6.65	7.77	9.77	-13.31
	BC	4.00		12.28	-6.65	-4.57	6.68	12.80	-11.76
	CD	3.13		7.51	-4.57	-3.42	3.52	9.97	-9.24
	DE	2.54		4.95	-3.42	0	3.38	9.14	-6.45
ELS	AB	3.76	4.44	7.84	0	-4.77	5.64	/	/
	BC	4.00		8.88	-4.77	-3.28	4.86	/	/
	CD	3.13		5.43	-3.28	-2.45	2.57	/	/
	DE	2.54		3.58	-2.45	0	2.45	/	/

Tableau III.30.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type5) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.8	6.14	15.06	0	0	15.06	13.60	-13.60
ELS			4.44	10.89	0	0	10.89	/	/

Tableau III.31.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type6) :

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.34	6.14	14.45	0	0	14.45	13.32	-13.32
ELS			4.44	10.45	0	0	10.45	/	/

Tableau III.32.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher l'entre sol (type7) :

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.00	6.14	12.28	0	-8.51	8.76	12.28	-14.12
	BC	4.30		14.19	-8.51	0	10.78	15.18	-13.20
ELS	AB	4.00	4.44	8.88	0	-6.15	6.31	/	/
	BC	4.30		10.26	-6.15	0	7.76	/	/

- Ferrailage des poutrelles les plus défavorables:

Exemple de calcul RDC et étages courants:

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 11.08 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8.51 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.12 \text{ KN.m} \\ V = 15.39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si $M_{tu} \geq M_t$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ Si $M_{tu} < M_t$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=50cm** est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la poutrelle (la plus défavorable) qui égale **3.80 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b×h)

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

$$\mu_{bu} = \frac{11,08 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,047$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,064) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{11,08 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2,37 \text{ cm}^2$.

• Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b×h₀) .

$$M_u = 8,51 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,51 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,154$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.154}) = 0.210$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.210) = 0.164m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.51 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA10 avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 2.12 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.049$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.176m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$.

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

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

$$V^{\max} = 15.39 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.39 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.712 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.
 (Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 12 / 10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

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

• **Espacement S_t :**

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

Savants:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ty} K)} \quad \text{(III-9)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.79 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.712 - 0.3 \times 2.1)} = 256.91 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 256.91 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.79 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.6583 \text{ m} = 65.83 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

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

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 15.39 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.968 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.37 + 0.79 = 3.16 \text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 15.39 \times 10^{-3} / 400 = 0.44 \text{cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{m}^2.$$

$$1.15 / 400 (15.39 - 8.51 / 0.9 \times 0.18) \times 10^{-3} = -1.06 \text{cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{cm}$

$$V_u = 0.01539 \text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{cm}^2$.

• Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.37 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.223 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y)$

$$32.5y^2 + 47.4 y - 663.6 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 5.30 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 9099.54 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.45 \times 10^{-3}}{9099.54 \times 10^{-8}} \times 0.05306 = 6.09 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -6.15 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h).$$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$6y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.66 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 10517.34 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.15 \times 10^{-3}}{4210.09 \times 10^{-8}} \times 0.0666 = 9.27 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{3.80} = 0.052 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{11.08}{11.08 \times 15} = 0.066 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{380}{500} = 0.76 cm$$

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

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

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

• **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$y = 5.306cm$.

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \quad v=3.37cm$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 26861.47cm^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 2.37cm^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.37}{12 \times 18} = 0.010$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du bét
 $E_i = 23164.20$ MPa.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.
 $E_v = 10721.40$ MPa.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0 \quad If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 4.51 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 6.25 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 8.01 \text{KN.m}$$

$$y = 5.306 \text{cm}$$

$$I_0 = 26861.47 \text{cm}^4$$

$$I = 9099.54 \text{m}^4$$

$$A_s = 2.37 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.010} = 4.11$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.11 = 1.644$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.51 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.05306)}{9099.54 \times 10^{-8}} = 94.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.25 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.05306)}{9099.54 \times 10^{-8}} = 130.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.01 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.05306)}{9099.54 \times 10^{-8}} = 167.61 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 94.37 + 2.1} = 0.37 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 130.78 + 2.1} = 0.49 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 67.61 + 2.1} = 0.58 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 26861.47}{1 + (4.11 \times 0.37)} = 11721.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 26861.47}{1 + (4.11 \times 0.49)} = 9803.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 26861.47}{1 + (4.11 \times 0.58)} = 5192.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 26861.47}{1 + (1.644 \times 0.49)} = 94280.08 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.51 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32164.20 \times 11721.98 \times 10^{-8}} = 0.0021 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.25 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32164.20 \times 9803.38 \times 10^{-8}} = 0.0028 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.01 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32164.20 \times 5192.90 \times 10^{-8}} = 0.0069 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{8.01 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 10721.40 \times 94280.90 \times 10^{-8}} = 0.00114 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00114 - 0.0021 + 0.0069 - 0.0028 = 0.00314 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.314 \text{ cm} < f_{adm} = 0.760 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

Donc la section d'acier $\begin{cases} A_{sr} = 3HA10 = 2.37 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC est les étages courants :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.30	26861.47	9099.54	11721.98	9803.78	5192.90	94280.90	0.314	0.76

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.34. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	10.86	0.0364	0.046	0.176	1.76	1.41	3HA10 2.37
En appui intermédiaire	8.35	0.151	0.206	0.165	1.45	0.26	2HA10 1.57
En appui de rive	2.08	0.037	0.048	0.176	0.33	0.26	1HA10 0.79

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.37 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible la flèche est vérifiée alors la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA10 = 2.37 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

La vérification de flèche vis-vis socotec sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.8	2.37	3.34	6.74	7.91	0.16 3	0.86

Pour le plancher sous- sol, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.36. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher sous-sol:

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	18.66	0.625	0.080	0.174	3.07	1.41	2HA14+1HA12 4.21
En appui intermédiaire	13.24	0.240	0.349	0.154	2.45	0.26	1HA12+1HA14 3.05
En appui de rive	3.31	0.060	0.077	0.174	0.54	0.26	1HA12 1.13

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=4.21\text{cm}^2$) au niveau des poutrelles plancher sous-sol la flèche et

vérifiée, alors : la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 2HA14 + 1HA12 = 4.21\text{cm}^2 \\ A_a = 1HA12 = 1.13\text{cm}^2 \end{cases}$

La vérification de flèche vis-vis socotec sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans le plancher sous-sol :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.30	3.39	4.25	5.88	11.40	0.75	0.8

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

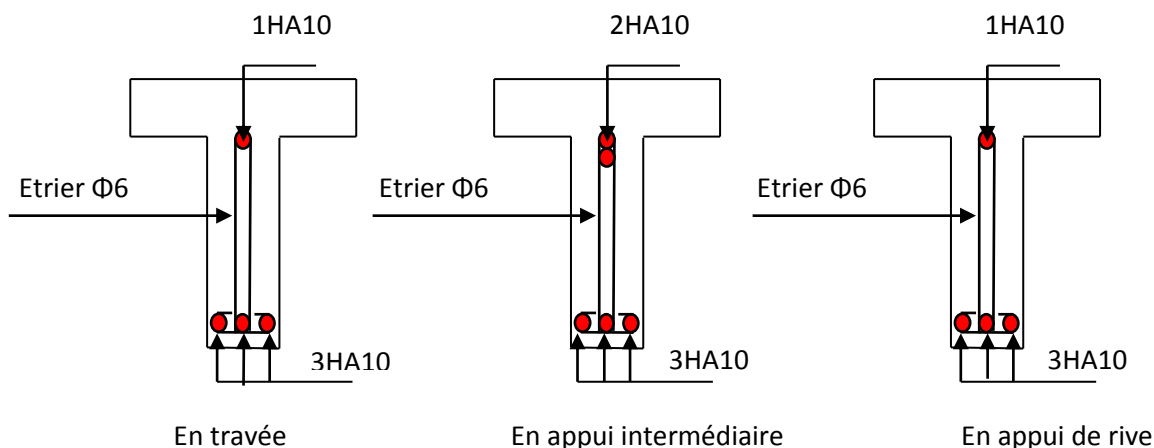
Tableau III.38. Le ferrailage des différentes poutrelles avec programme d'Excel :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.33	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,45	2HA10 1.57	2HA6 0,57
	Travée	1.76	3HA10 = 2.37	2HA6 = 0,57
Plancher RDC et étage	Appuis de rive	0.34	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,49	HA10 1.57	2HA6 0,57

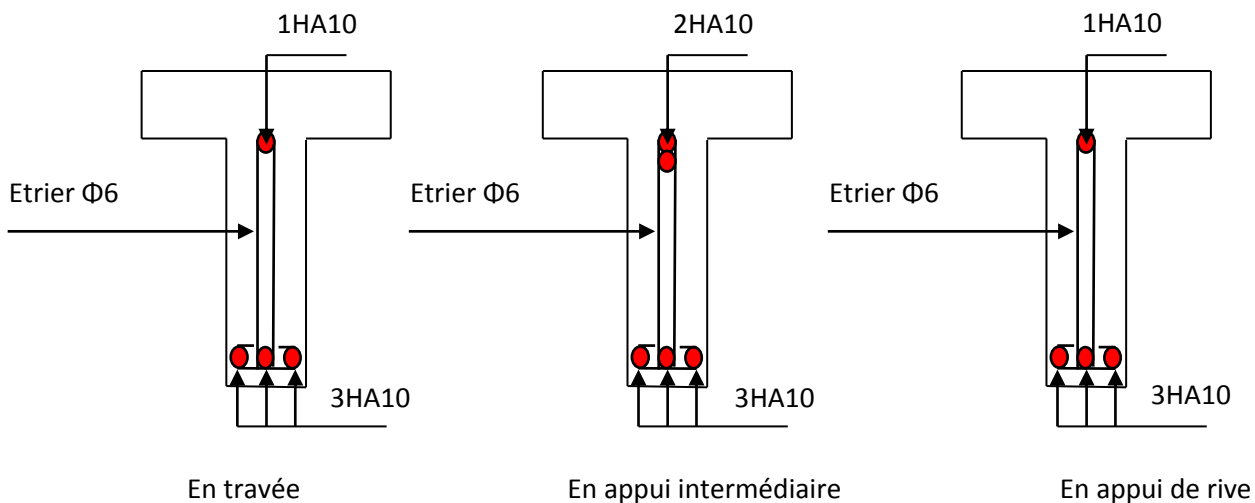
courant et l'entre-sol	Travée	1.8	3HA10 2.37	2HA6 0,57
Plancher étage sous-sol	Appuis de rive	0.54	1HA12 1.13	2HA6 0,57
	Appuis intermédiaires	2.45	1HA14+1HA12 2.67	2HA6 0,57
	Travée	3.07	2HA14+1HA12 4.21	2HA6 0,57

Schémas de ferrailage des différentes poutrelles les plus défavorables :

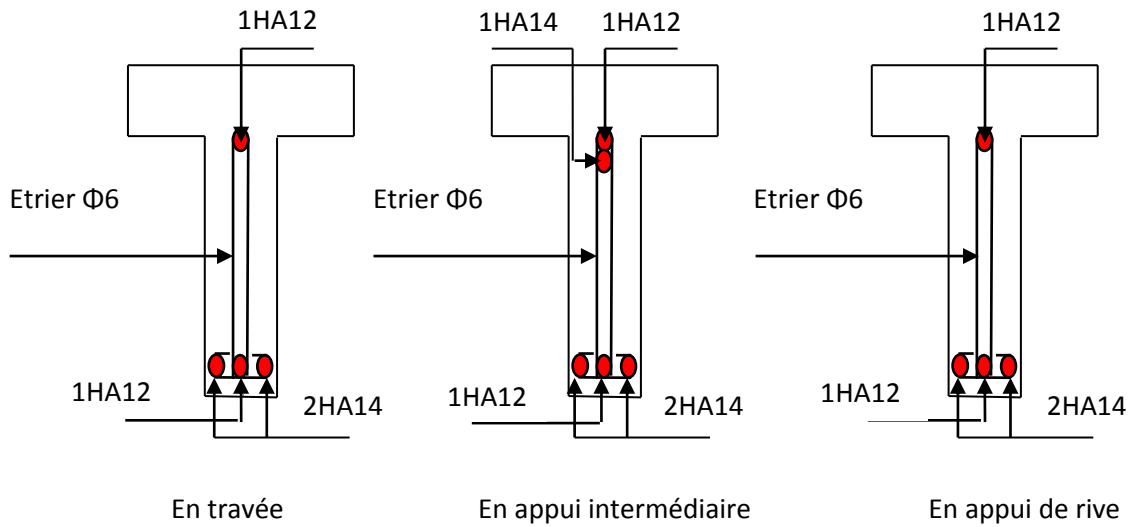
➤ Plancher terrasse inaccessible :



➤ Plancher RDC et étage courant et plancher l'entre sol :



➤ Plancher de sous-sol :



❖ Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

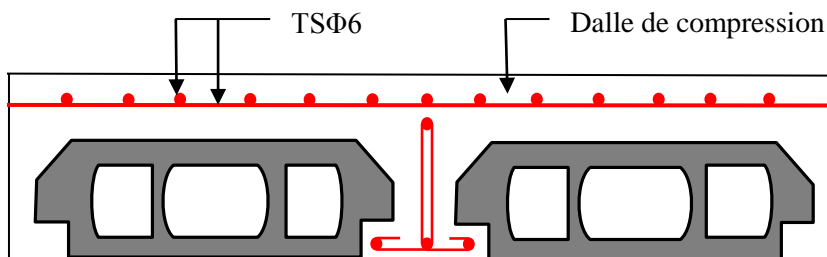


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en quatre type :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis.
4. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.1. 1. Dalle sur un seul appui :

On a : $L_x = 1.30m$,

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5) = 11,30 \text{ KN/m}$$

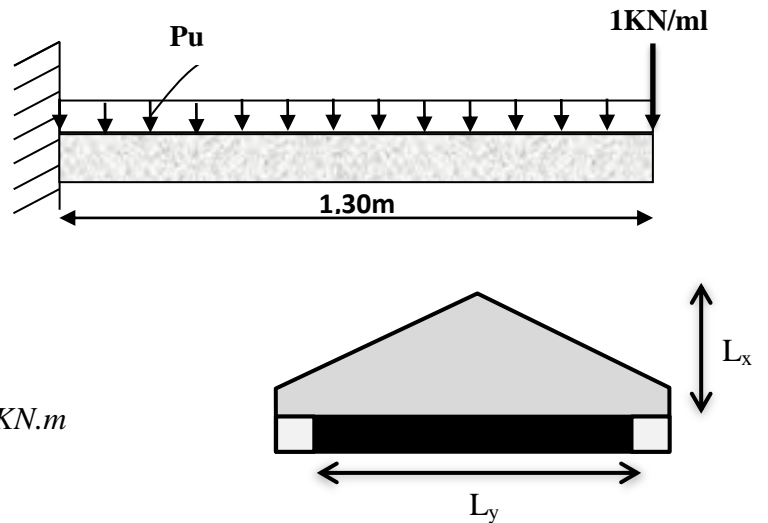
$$M_u = -[(11,3 \times 1.3^2)/2] - 1,35 \times 1 \times 1.30 = -11.30 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (11.3 \times 1.30) + 1 \times 1,35 = 16.04 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.079, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.103 ; Z = 9.53 \text{ cm}$$



Dalle sur un seul appui.

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_{st}} = \frac{11.3 \times 10^{-3}}{0.0953 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

On choisit: 5HA10 / ml = 3.93 cm² / ml

Les armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 3 = 3.93 / 3 = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 3HA8 / ml = 1.51 cm² / ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
11.30	0.079	0.103	0.095	3.38	0.96	5HA10/ml

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2 \times e; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2 \times 12; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25$$

On a choisi 5HT10, soit S_t = 100/5 = 20cm donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{16.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

τ_u < τ̄_u ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.48+3.5) = 7.98 \text{ KN/m}$$

$$M_s = - [7.98 \times 1.3^2 / 2] - 1 \times 1.3 = -8.04 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de σ_{bc}:**

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15A_s d = 0$

$$50y^2 + 58.95 - 589.5 = 0$$

$$y = 2.89\text{cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} (2.89)^3 + 15 \times 3.93 (10 - 2.89)^2$$

$$I = 3784.63\text{cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$\sigma_{bc} = 6.14\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \left[\frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \right]$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \left[\frac{8.04 \times (10 - 2.89)}{3784.63} \right] \times 10^3 = 226.6\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la

section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{8.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 201.63} = 3.98 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.3$

$$A_{st} = \frac{8.04 \times 10^{-3}}{0.1 \times (1 - (0.3/3)) \times 201.63} = 4.43\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{ix} = 4\text{HA}12 / \text{ml} = 4.52\text{cm}^2 / \text{ml}$

• La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.3} = 0.09 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] = \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,004 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Ferrailage :

$$A_t^x = 4HA12 / ml = 4.52cm^2 / ml$$

$$A_t^y = 4HA8 / ml = 2.01cm^2 / ml$$

$$st = 25cm$$

Schéma de ferrailage

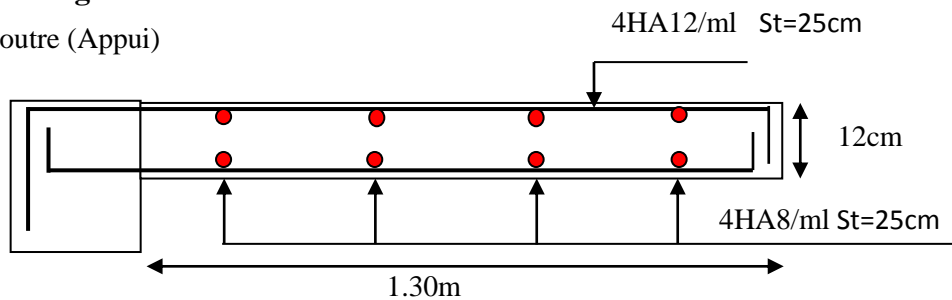


Figure III .6. Schéma de ferrailage du balcon type N°1

III.2.1. 2. Dalle sur deux appuis

$$L_x = 2.3 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.1 \text{ m.}$$

• Evaluation des charges :

$$G = 4.48KN / m^2$$

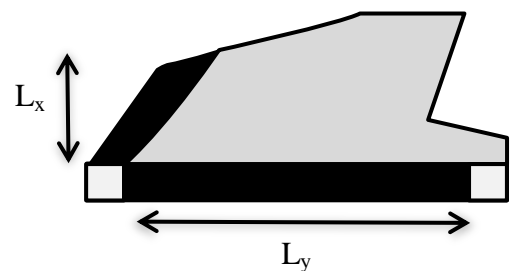
$$Q = 3.5KN / m^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.3KN.m$$

$$L_x = 2.3m$$

$$L_y = 4.1m$$

$$\rho = 0.56 > 0.4$$



Dalle sur deux appuis.

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_x = 5.260 KN.m$$

$$M_y = 1.315 KN.m$$

• **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 4.471 KN.m.$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 1.117 KN.m.$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.63 KN.m.$$

• **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.031 \Rightarrow \alpha = 0.040 \Rightarrow z = 0.098 \Rightarrow A_s = 1.31 cm^2/ml$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.56 > 0.4$$

$$e = 12 cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.56) \times 100 \times 12 = 1.17 cm^2.$$

Soit : $A_s > A_{min}$ **on ferraille avec A_s**

$$\text{Soit } A = 3HA8/ml = 1,51 cm^2/ml.$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.0078 \Rightarrow \alpha = 0.0099 \Rightarrow z = 0.099 \Rightarrow A_s = 0.32 cm^2 /ml$$

• Condition non fragilité :

$$\rho = 0.56 > 0.4$$

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2.$$

Soit : $A_s < A_{\min} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \alpha = 0.022 \Rightarrow Z = 0.099\text{cm} \Rightarrow A_s = 0.76\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}.$$

$$A^{\min} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$A_s < A_{\min}$ donc on ferraille avec A_{\min}

Soit $A = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$S_t = 100/3 = 33\text{cm}.$$

Vérification de l'espace :

La fissuration est nuisible donc :

➤ Sens x-x :

$$S_t \leq \min (3e, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 12, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Soit $S_t = 100/3 = 33.33\text{cm}$ La condition est vérifiée.

➤ Sens y-y :

$$S_t \leq \min (4e, 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 12, 45\text{cm})$$

$$\text{Soit } A = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$S_t = 100/3 = 33.33\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Tableau III.40. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	4.417	0.031	0.040	0.098	1.31	1.17	1.51=3HA8	33
Y	1.117	0.0078	0.0099	0.099	0.32	0.96	1.51=3HA8	33
En appui								
X	2.63	0.018	0,022	0,0995	0,76	1.2	1,51=3HA8	33
Y	2.63	0.018	0.022	0.0995	0.76	1.2	1.5=3HA8	33

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.3 \times 2.3}{2} \times \frac{4.1^4}{2.3^4 + 4.1^4} = 11.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.118 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.118 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = 7.98 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.0923(7.98 \times 2.3^2) = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.4254 \times 3.89 = 1.65 \text{ KN.m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe II}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 3.89 = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 1.65 = 1.40 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -0.5 \times 3.89 = -1.945 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1,51 \times y - 15 \times 1,51 \times 10 = 0$$

$$y = 1,91 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1714,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 155,69 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{2.3} = 0.052 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{3.30}{20 \times 3.89} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00151 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

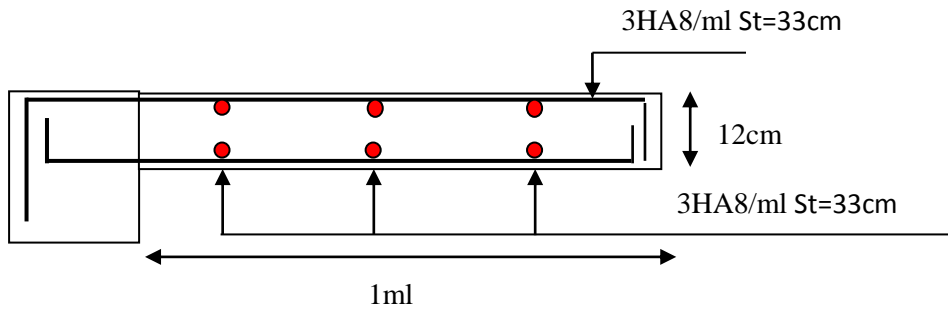


Fig. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2.

III.2.1. 3. Dalle sur trois appuis

1 –cas :

➤ Evaluation des charges :

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Pu = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$Pu = (1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 3.5) = 11.3 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

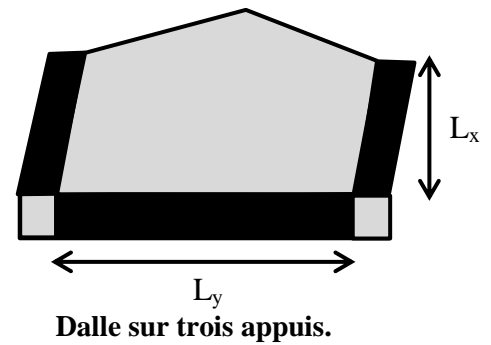
$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$l_y = 4.1 \text{ m} ; l_x = 2.3 \text{ m}$$

$$l_x = 2.3 > \frac{l_y}{2} = 2.05$$

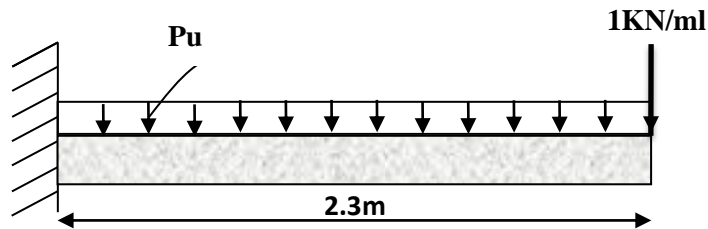
$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{11.32 \times 4.1^2}{8} \left(2.3 - \frac{4.1}{2} \right) + \frac{11.3 \times 4.1^3}{48} = 22.16 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{11.3 \times 4.1^3}{24} = 32.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Moments d'encastements :

$$M_x^a = M_0^x = 32.45 \text{ KN.m}$$



Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b=1\text{m}$ et d'épaisseur $e=12\text{cm}$.

➤ Sens x-x :

$$M_x^a = 32.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.228 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.328 \rightarrow z = 0.086 \text{ m} \rightarrow A_s = \frac{32.45 \times 10^{-3}}{0.086 \times 348} = 10.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 7HA14 avec $A=10.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 3 = 10.78 / 3 = 3.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA12 / ml = 5.65 cm² / ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Résultats de ferrailage du 3^{ème} type de dalle :

SENS	$M_U(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2)
X-X	32.45	0.229	0.329	0.086	10.74	0.96	7HA14/ml 10.78

Vérification de l'espacement :

Sens principal X-X: La fissuration est nuisible donc :

$$S_t \leq \min (2e, 25\text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2 \times 12, 25\text{ cm})$$

$$S_t \leq 24\text{ cm}$$

Soit $S_t = 100/7 = 15\text{ cm}$ La condition est vérifiée.

Sens secondaire Y-Y : La fissuration est nuisible donc :

$$S_t \leq \min (3e, 33\text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 12, 25\text{ cm})$$

$$S_t \leq 33\text{ cm}$$

Soit: $S_t = 100/7 = 15\text{ cm}$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.259\text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{ Mpa}.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

$$P_S = (G+Q)$$

$$P_S = (4.48+3.5) = 7.98\text{ KN/m}$$

$$M_x^a = M_0^x = 22.91\text{ KN.m}$$

$$M_y^a = M_0^y = 15.65\text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte de compression de béton :

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 10.78) y - (15 \times 10.78 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 161.7y - 1617 = 0$$

$$y = 7.52 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 7.52^3 + 15 \times 10.78 (10 - 7.52)^2 \Rightarrow I = 11569.81 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{22.91 \times 10^{-3} \times 0.075}{15169.81 \times 10^{-8}} = 11.32 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 22.91 \times 10^{-3} \times (0.10 - 0.0752)] / 15169.81 \times 10^{-8} = 56.18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration nuisible)}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation:

$$1. \frac{e}{l} = \frac{0.12}{2.3} = 0.052 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.010 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

On voit que la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire

D'après les résultats obtenus par on a logiciel (SOCOTEC) :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 10.25 \text{ mm} > 9.2 \text{ cm} \text{ Donc la flèche n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente l'épaisseur de dalle pleine soit $e=14\text{cm}$

On trouve $\Delta f_t = 7.87\text{mm} < 9.2 \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Ferrailage:
$$\begin{cases} A_{st}^x = 7\text{HA}14 = 10.78\text{cm}^2 / \text{ml. } St = 15\text{cm} \\ A_{st}^y = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2 / \text{ml. } St = 20\text{cm} \end{cases}$$

• Schéma de ferrailage :

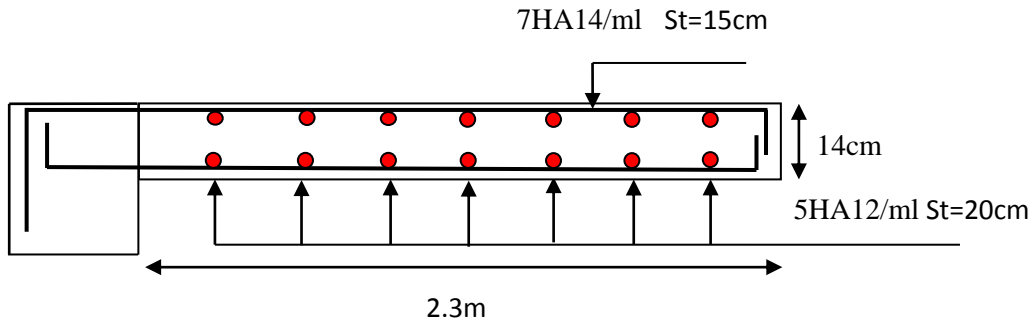


Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.

III.2.1. 3. Dalle sur trois appuis

2-cas :

➤ Evaluation des charges :

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$

$P_u = (1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5) = 11.30 \text{ KN/m.}$

➤ Calcul des sollicitations

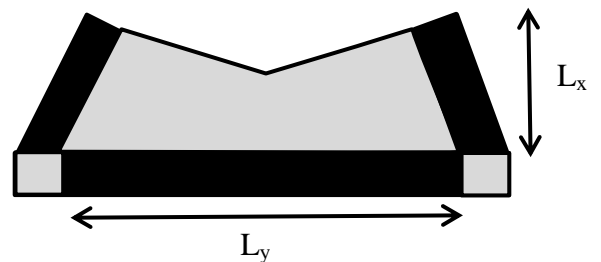
On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

1) $l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_o^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$

2) $l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$

$l_y = 3.95\text{m} ; l_x = 1.2\text{m}$

$l_x = 1.2 < \frac{l_y}{2} = 1.97$



Dalle sur trois appuis.

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{11.3 \times 1.2^3}{6} = 3.25 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{11.3 \times 1.2^2 \times 3.95}{2} - \frac{2 \times 11.3 \times 1.2^3}{3} = 19.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 2.76 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 19.11 = -9.55 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b=1\text{m}$ et d'épaisseur $e=12\text{cm}$.

En travée

➤ **Sens x-x :**

$$M_x^t = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.15 \rightarrow z = 0.093\text{m} \rightarrow A_s = \frac{16.24 \times 10^{-3}}{0.093 \times 348} = 5.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour une section de 5HA12 / ml = 5.65 cm² / ml

➤ **Sens y-y :**

$$M_y^t = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.023 \rightarrow z = 0.099\text{m} \rightarrow A_s = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

donc on feraille avec A_{min}

On opte pour une section de 3HA8 / ml = 1.51 cm² / ml

En appuis :

➤ Sens(x-x et y-y) :

$$M_x^a = M_y^a = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.087 \rightarrow z = 0.096 \text{ m} \rightarrow A_s = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.096 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour une section de 4HA10 / ml = 3.14 cm² / ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.42. Résultats de ferrailage du 3^{ème} type de dalle :

3 ^{ème} type de dalle	Sens	M _y (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t
En travée	x-x	16.24	0.11	0.15	0.093	5.01	0.96	5HA12=5.65	20
	y-y	2.76	0.019	0.023	0.099	0.80	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis	x-x	9.55	0.067	0.087	0.096	2.85	1.2	4HA10=3.14	25
	y-y	9.55	0.067	0.087	0.096	2.85	1.2	4HA10=3.14	25

A l'ELU :

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.3 \times 1.2}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 1.2^4} = 6.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.069 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = 7.98 \text{ KN / ml}$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{7.98 \times 1.2^3}{6} = 2.30 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{8 \times 1.2^2 \times 3.95}{2} - \frac{2 \times 7.98 \times 1.2^3}{3} = 13.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels:

En travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x^0 = 0.85 \times 13.5 = 11.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y^0 = 0.85 \times 2.3 = 1.95 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x^0 = -0.5 \times 13.5 = -6.75 \text{ KN.m.}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3.35 \text{ cm.}$$

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

$$I = 5001.03 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 9.04 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du beton.}$$

La contrainte dans l'acier :

La fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{16.24}{20 \times 19.11} \right] = 0.0424 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0056 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.43. Evaluation de la flèche de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
1.2	5.65	0.864	1.29	2.30	0.1	0.24

D'après le logiciel SOCOTEC la flèche est vérifiée avec la section d'acier calculé.

Ferrailage: $\begin{cases} A_{st}^x = 5HA12 = 5.56\text{cm}^2 / \text{ml. } St = 20\text{cm} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.00\text{cm}^2 / \text{ml. } St = 25\text{cm} \end{cases}$

• **Schéma de ferrailage :**

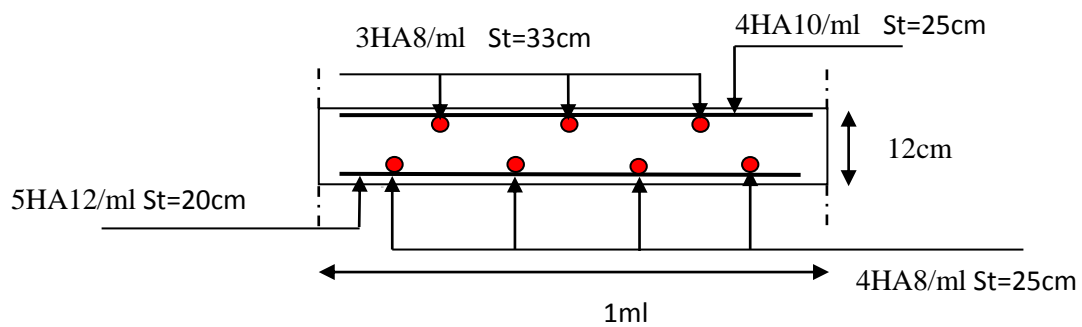


Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.

III.2.1. 4. Dalle sur quatre appuis

➤ **Evaluation des charges :**

$e = 12\text{cm}$

$G = 4.48\text{KN} / \text{m}^2$

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

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.30\text{KN} / \text{m}$

$P_s = G + Q = 7.98\text{KN} / \text{m}$

➤ Calcul de sollicitations :

A l'ELU :

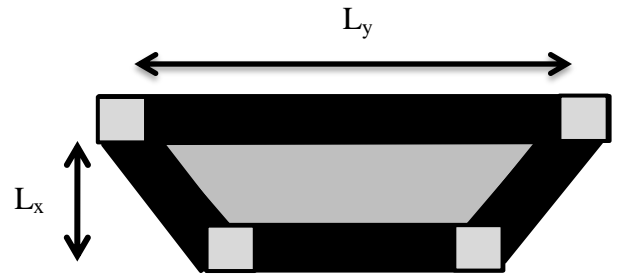
Calcul des moments :

$$L_x = 1.3m$$

$$L_y = 5.3m$$

$$\rho = 0.24 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens comme une poutre isostatique.



Dalle sur quatre appuis.

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{11.3 \times 1.3^2}{8} = 2.38 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 2.38 = 2.02 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 2.38 = -1.19 \text{ KN.m.}$$

➤ Ferrailage :

En travée :

➤ Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.014; \alpha = 0.017; Z = 0.099m \Rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$\rho = 0.24 < 0.4$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s < A_{min}$. Donc on ferraille avec A_{min} .

$$\text{Soit } A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Sens y-y :

Les armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 3 = 2.01 / 3 = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $3HA8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.44.Résultats de ferrailage du 4^{er} type de dalle :

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
2.02	0.014	0.017	0.099	0.58	0.96	4HA8/ml =2.01

En appuis :

➤ Sens x-x et y-y :

$$\mu_{bu} = 0.008; \alpha = 0.01; Z = 0.099m \Rightarrow A_a = 0.34cm^2 /ml.$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.96cm^2$$

Soit : $A_s < A_{min}$ Donc on ferraille avec A_{min}

$$\text{Soit } A = 3HA8 = 1.51cm^2/ml.$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

En travée :

$$\text{Sens } x-x: S_t = (100/4) = 25cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens } y-y: S_t = (100/3) = 33cm \leq \min(4e; 45cm) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

Sens x-x et y-y:

$$S_t = (100/3) = 33cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérifications :

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2}$$

$$V_u = \frac{11.3 \times 1.3}{2} = 7.34KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.073MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = 0.073 \leq 1.25MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{7.98 \times 1.3^2}{8} = 1.68 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 1.68 = 1.43 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 1.68 = -0.84 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 10 = 0$$

$$50y^2 + 22.65 \times y - 226.5 = 0$$

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Calcul de y :

La contrainte dans l'acier :

La fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{16.24}{20 \times 19.11} \right] = 0.0424 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferrailage: $\begin{cases} A_{st}^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml. } St = 25 \text{ cm} \\ A_{st}^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml. } St = 33 \text{ cm} \end{cases}$

•

- Schéma de ferrailage :

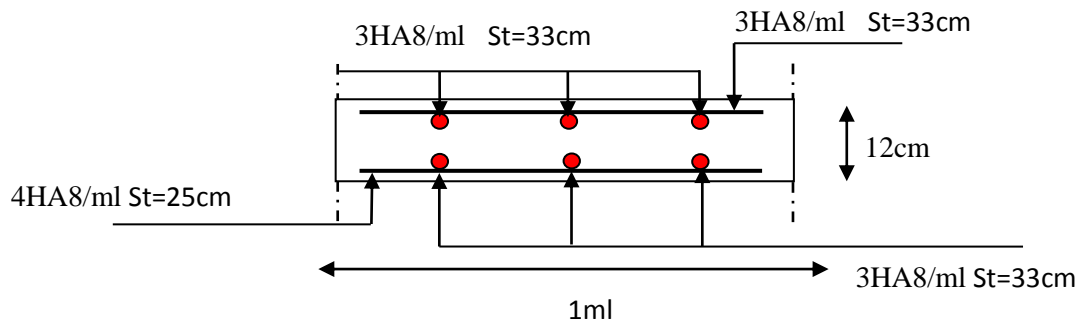


Fig. III.10.Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4.

III.3. les Escaliers :

III.3.1.Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons de type d'escalier escalier à trois volées et deux volées.

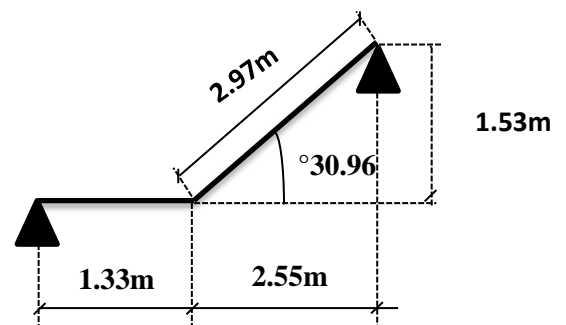
Ce type se calcule comme suit

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.18 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.23\text{KN/m}^2. \\ Q=2.50\text{KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

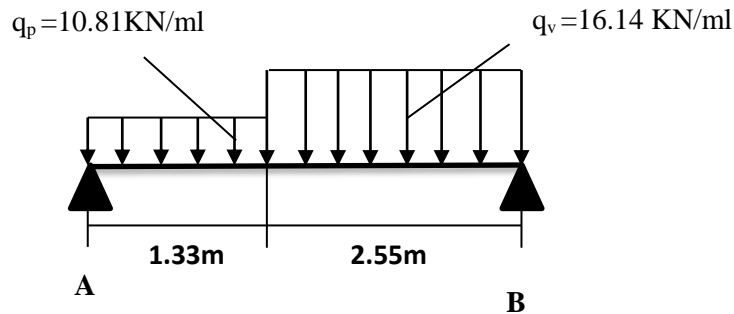
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.18) + (1.5 \times 2.5) = 16.14 \text{ KN/ml.}$$

➤ La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.23) + (1.5 \times 2.5) = 10.81 \text{ KN/ml.}$$

➤ Schema statique:



➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 25.44 \text{ KN.}$$

$$R_B = 30.10 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

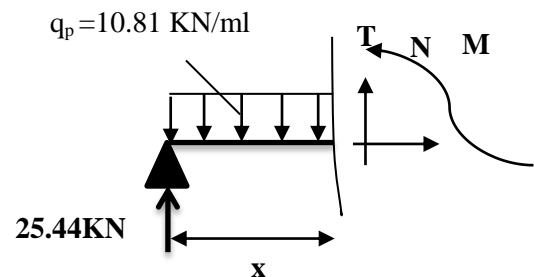
• tronçon : $0 < x < 1.33 \text{ m}$

$$T = 10.81x - 25.44$$

$$M = 25.44x - \frac{10.81}{2}x^2$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} T = -25.44 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.45 \rightarrow \begin{cases} T = -11.06 \text{ KN} \\ M = 24.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

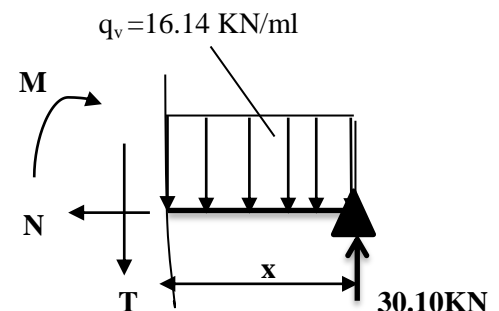


• tronçon : $0 < x < 2.55 \text{ m}$

$$T = 16.14x - 30.10$$

$$M = 30.10x - \frac{16.14}{2}x^2$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} T = 30.10 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x=2.55 \rightarrow \begin{cases} T=11.05\text{KN} \\ M=24.28\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max}=M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.10\text{m}$$

Donc $M^{\max} = 28.06 \text{ KN.m}$.

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 28.06 = -14.03\text{KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 28.06 = 23.85\text{KN.m.}$$

• Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.45. Tableau de ferrailage de l'escalier à trois et deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
23.85	0.099	0.13	0.123	5.57	1.56	5.65=5HA12	20
En appui							
14.03	0.058	0.075	0.126	3.20	1.56	3.39=3HA12	33

• Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 30.10\text{KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{30.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.23\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

• Armatures de répartition :

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit $A_r = 4HA8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Et $St = 25 \text{ cm}$

En appui :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit $A_r = 3HA8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Et $St = 33 \text{ cm}$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St \leq \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St \leq \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.18 + 2.5 = 11.68 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN} / \text{ml}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
17.22	3.05	5608.7	9.36	15	vérifiée
En appuis					
8.10	2.51	3844.8	5.30	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{3.88} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Evaluation de la flèche de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.88	5.65	6.75	13.21	17.22	0.17	0.776

D'après le logiciel SOCOTEC la flèche est vérifiée avec la section d'acier calculée.

- Schéma de ferrailage :

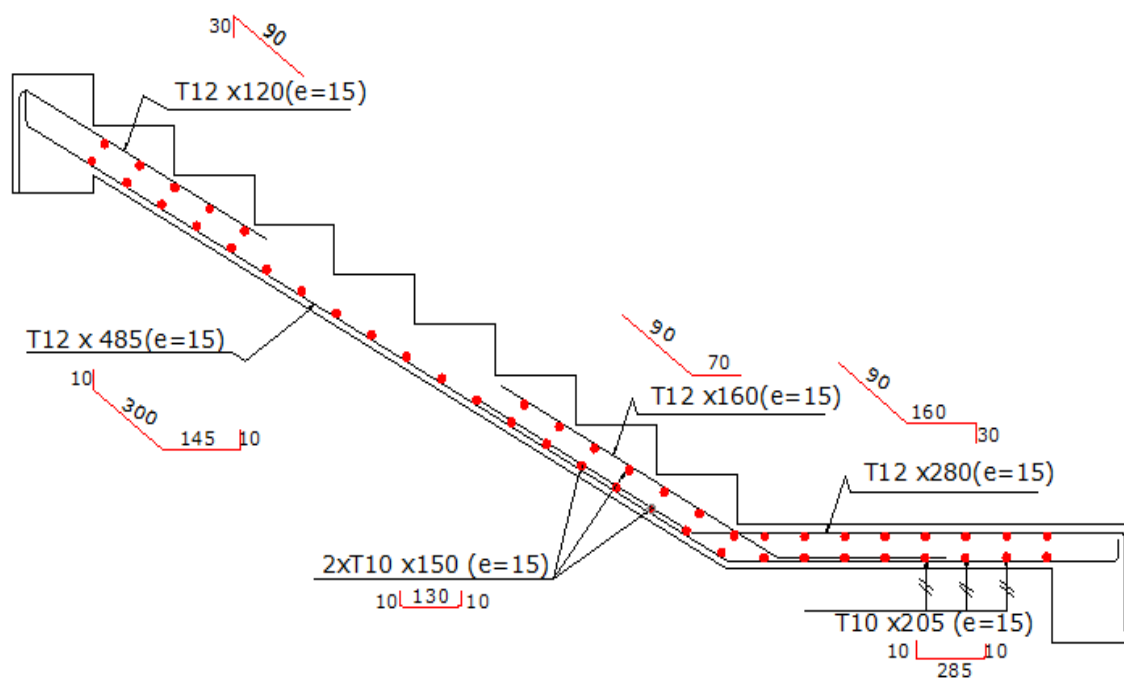


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de l'escalier de RDC

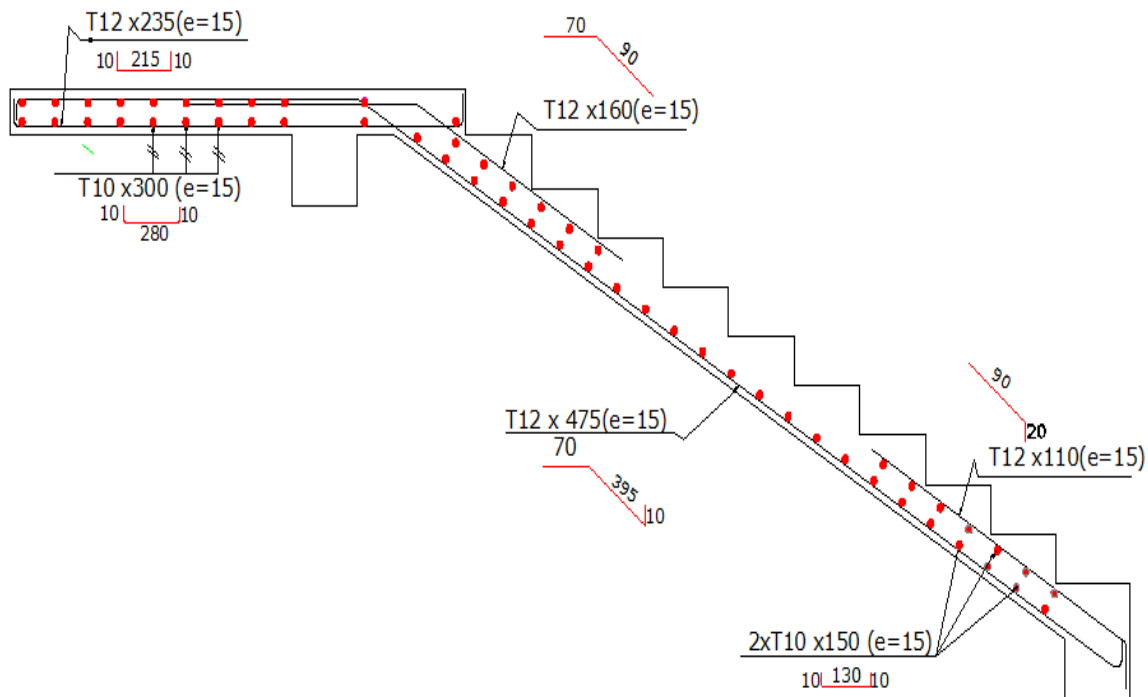


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de l'escalier de sous-sol

III.2.2. Etude de la poutre palière

La poutre palière se calcule à la flexion simple qui est due à son poids propre et à la torsion due au moment de torsion engendré par le poids de la volée et du palier qu'elle supporte.

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

➤ **Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 21.66 \leq h \leq 32.5$$

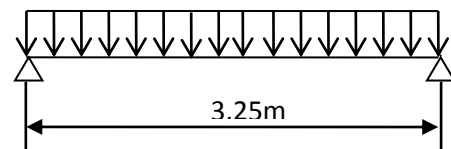


Figure III.13: Schéma statique de la poutre palière

➤ **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN} / \text{ml}$

Réactions (poids transmis par la volée + poids transmis par le palier)

À L'ELU : $R_u=42.58\text{KN/ml}$.

À L'ELS : $R_s=30.67\text{KN/ml}$.

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 42.58 = 46.12 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{46.12 \times 3.25^2}{8} = 60.89 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 60.89 = 51.75 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.4 \times M_0 - 0.4 \times 60.89 = -24.35 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 46.12 \times \frac{3.25}{2} = 74.94 \text{ KN}$

A l'ELS :

$$q_s = 2.625 + 30.67 = 33.29 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{33.29 \times 3.25^2}{8} = 43.96 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 43.96 = 37.36 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = -0.4 \times M_0 - 0.4 \times 43.96 = -17.58 \text{ KN.m}$

➤ **Ferrailage :**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.48: Résultat du ferrailage de la poutre palière :

En travée						
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)
51.75	0.115	0.153	0.305	4.87	1.17	1HA14+2HA16=5.56
En appui						
24.35	0.054	0.069	0.316	2.21	1.17	3HA10=2.36

Contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.94 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.76 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_t = 5.56 \text{cm}^2 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = \left[74.94 \times 10^{-3} - \left(\frac{24.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325} \times \frac{1.15}{400} \right) \right] = 0.074 \text{cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats limite de compression de béton**

.La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

• **État limite de déformation**

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$15y^2 + 83.4y - 2710.5 = 0$$

$$y = 10.94 \text{cm.}$$

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

$$I = 51860.508 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 7.88 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du beton.}$$

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{325} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{37.36}{10 \times 43.96} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0005 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui B d'après le BAEL 91,

$$M_t = M_a^b = 14.03KN.m \text{ Est le moment statique au niveau de l'appui B}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110cm$$

Ferraillage

$$A_t = \frac{M_t \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{14.03 \times 10^{-3} \times 1.10}{2 \times 0.075 \times 348} = 2.95cm^2$$

➤ **Choix des armatures longitudinales :**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_s = A_t(tor) / 2 + A_t(flexion) = 1.475 + 4.87 = 6.34cm^2 / ml$$

En appuis : $A_a = A_t(tor) / 2 + A_t(flexion) = 1.475 + 0.31 = 1.78cm^2 / ml$

Exigence du RPA :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 5.25cm^2$$

A_a : Section d'armature en appui

A_s : Section d'armature en travée

On opte pour : $A_s = 3HA14 / ml + 2HA12 / ml = 6.88cm^2 / ml$

Donc on prend : $A_a = 5.25cm^2 / ml$

On opte pour : $A_a = 3HA12 / ml + 2HA14 / ml = 6.47cm^2 / ml$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [Art A.5.421 BAEL91].

On a $V_{max} = 69.41KN$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.94 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.76MPa$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.03 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.87MPa$$

D'où $\tau_u = 2.02MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• **Calcul des armatures transversales :**

Soit $St = 15cm$

- **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{348} = 0.51cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.76 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 348} = 0.21cm^2$$

- **Torsion :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14.03 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 0.40cm^2$$

D'où : $A_t = 1.35 + 0.4 = 1.75cm^2$

Soit : $A_t = 4HA8 / ml = 2.01cm^2 / ml$

- Schéma de ferrailage :

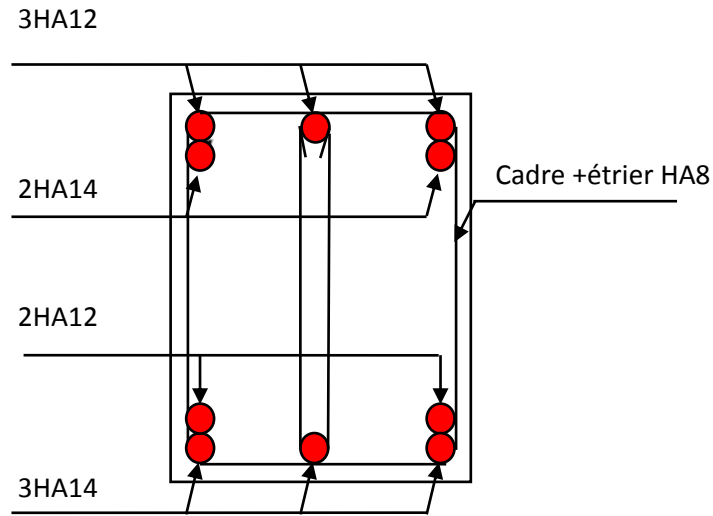


Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

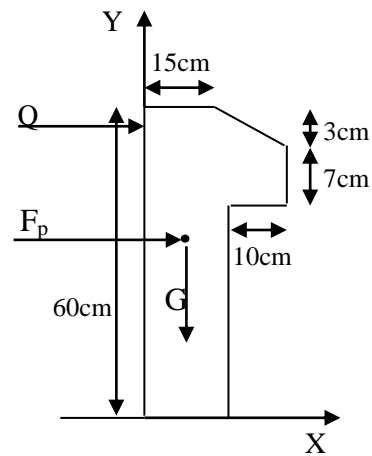


Fig. III.15. Coupe transversale de l’acrotère.

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.49. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m \end{cases}$$

Tableau III.50. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

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

L : portée de l'élément =60 cm

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

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

$$D'où : e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

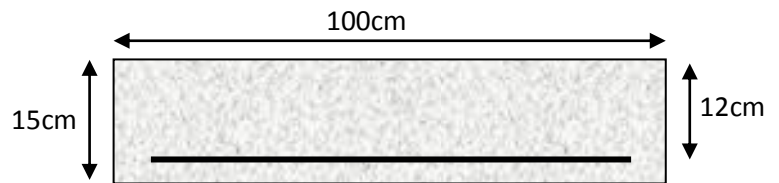


Fig. III.16. Section à ferrailer.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27cm^2$$

Vérification à l'ELU :

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 KN.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 MPa .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) MPa = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.0187 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 cm$. On adopte $S_t = 30 cm$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \qquad \qquad \qquad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 cm$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

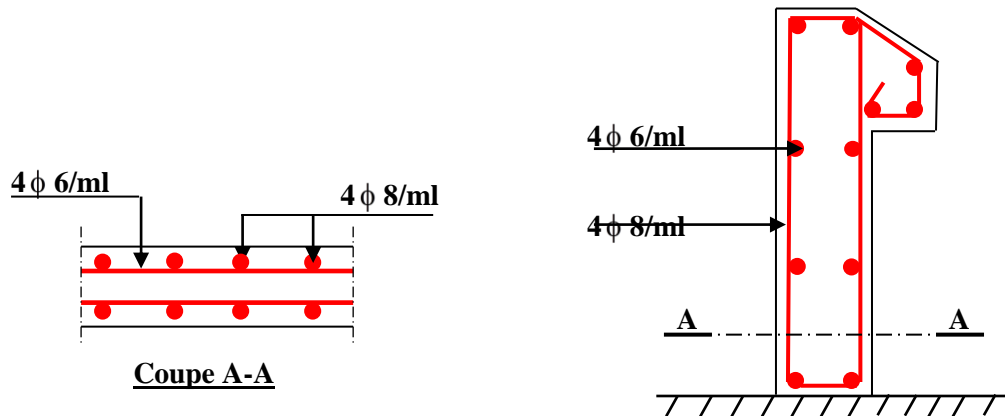


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut produire d'importants dégâts (matériels et humains) ou la ruine des structures selon son intensité. Ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (*RPA99/version2003*) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (*4.2 du RPA 99/2003*) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la

probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4-3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte (portiques voiles) avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4-4)**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ Avec :}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités P_q :

Critère q	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc: $Q_x = Q_y = 1.20$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du **RPA99**).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$W = 32979.912KN$.

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient *D* est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (*T*), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (*η*).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure *T* (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de *T*).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

*T*₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4-7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie *S*₃, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement *η* est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où *ζ* (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_i^{3/4}$ **RPA99 (Formule 4-6)**

h_i: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_i = 33.78m

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : *C_T* = 0.050

$$T_c = 0.05 \times (33.78)^{3/4} = 0.70s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H\sqrt{L} \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 19.22m \\ L_y = 22.00m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.69s \\ T_y = 0.64s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.69s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.64s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.69} \right)^{2/3} = 1.63 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.71 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.69 = 0.90s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.64 = 0.84s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 32979.912 = 1935.929KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.2}{5} \times 32979.912 = 1927.29KN$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un aspect de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 11.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

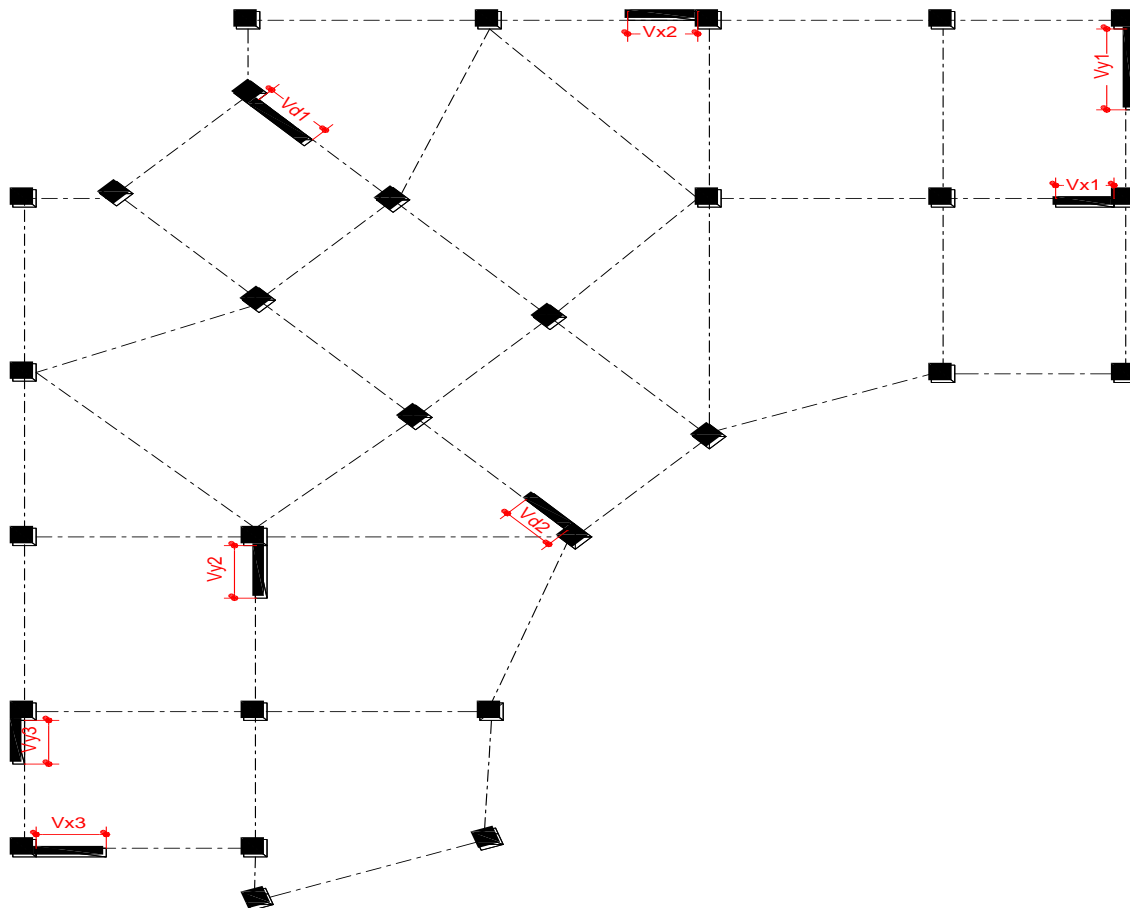


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :

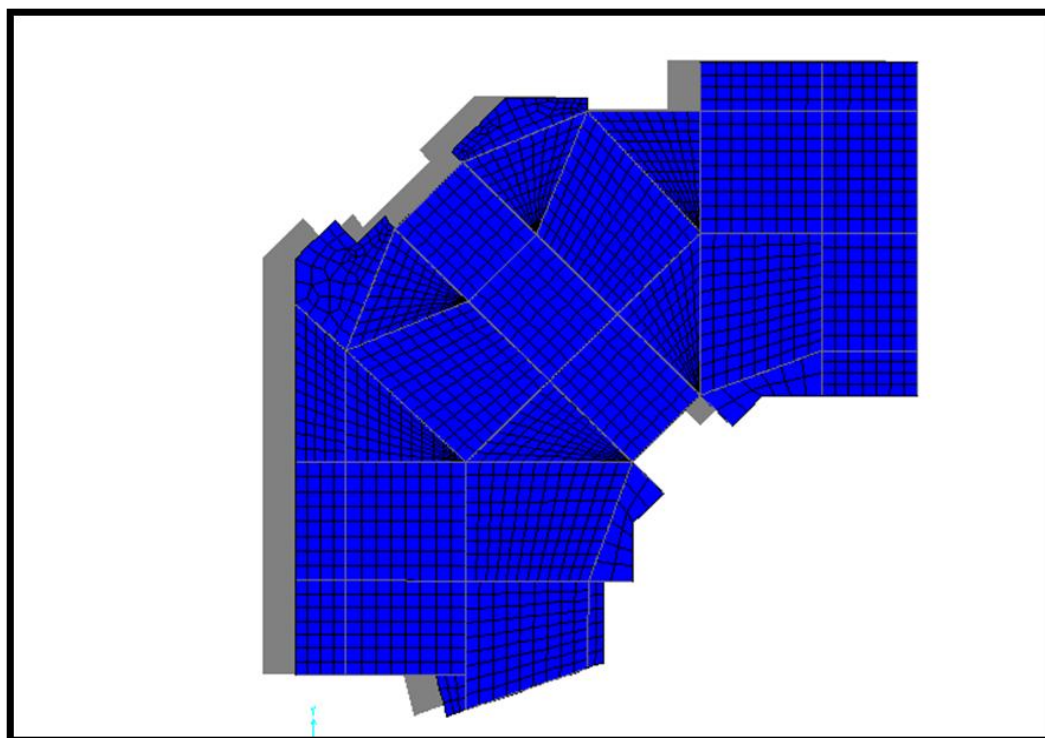
a. Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.874487	0.79048	0.00013	79.048	0.013
Mode 2	0.835838	0.00065	0.78776	79.113	78.789
Mode 3	0.733984	0.00012	0.00009361	79.126	78.799
Mode 4	0.290175	0.10791	0.00281	89.917	79.080
Mode 5	0.276217	0.00554	0.11185	90.471	90.256
Mode 6	0.240512	0.0000599	0.00197	90.477	90.462
Mode 7	0.154597	0.02847	0.00511	93.324	90.973
Mode 8	0.145999	0.00791	0.02968	94.116	93.941
Mode 9	0.124112	0.00003076	0.00261	94.119	94.202
Mode 10	0.099822	0.01473	0.00425	95.592	94.627
Mode 11	0.092909	0.0055	0.01395	96.142	96.022
Mode 12	0.087326	0.00029	0.00031	96.171	96.053

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.



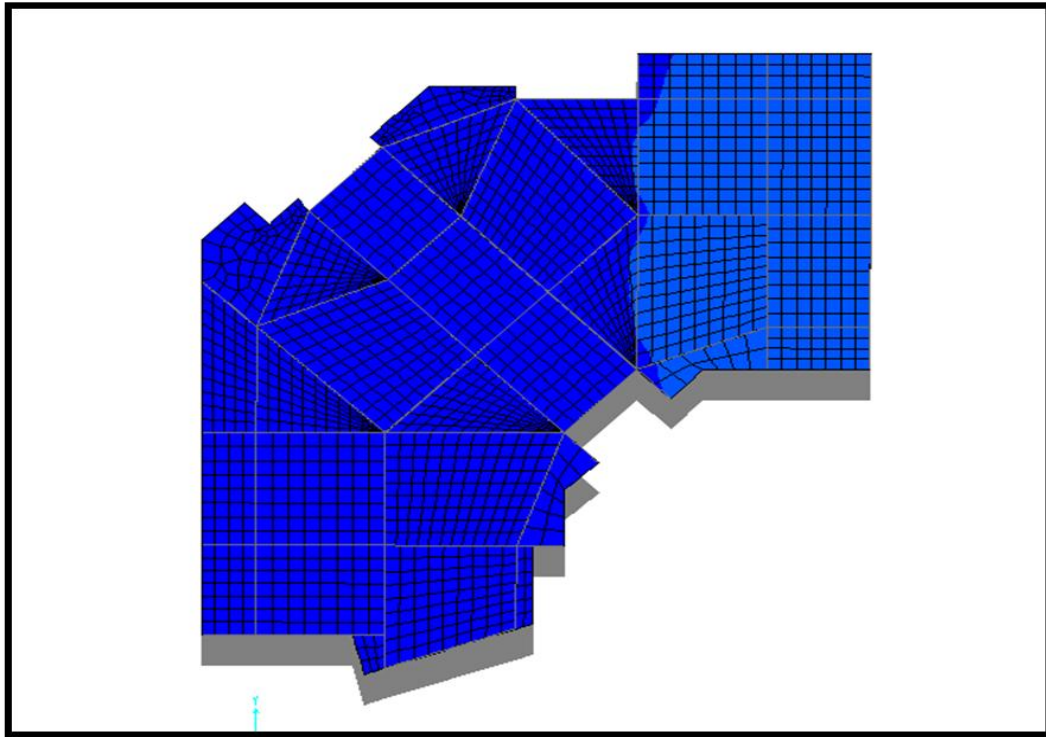


Fig. IV.3.2^{ème} mode (translation suivant Y)

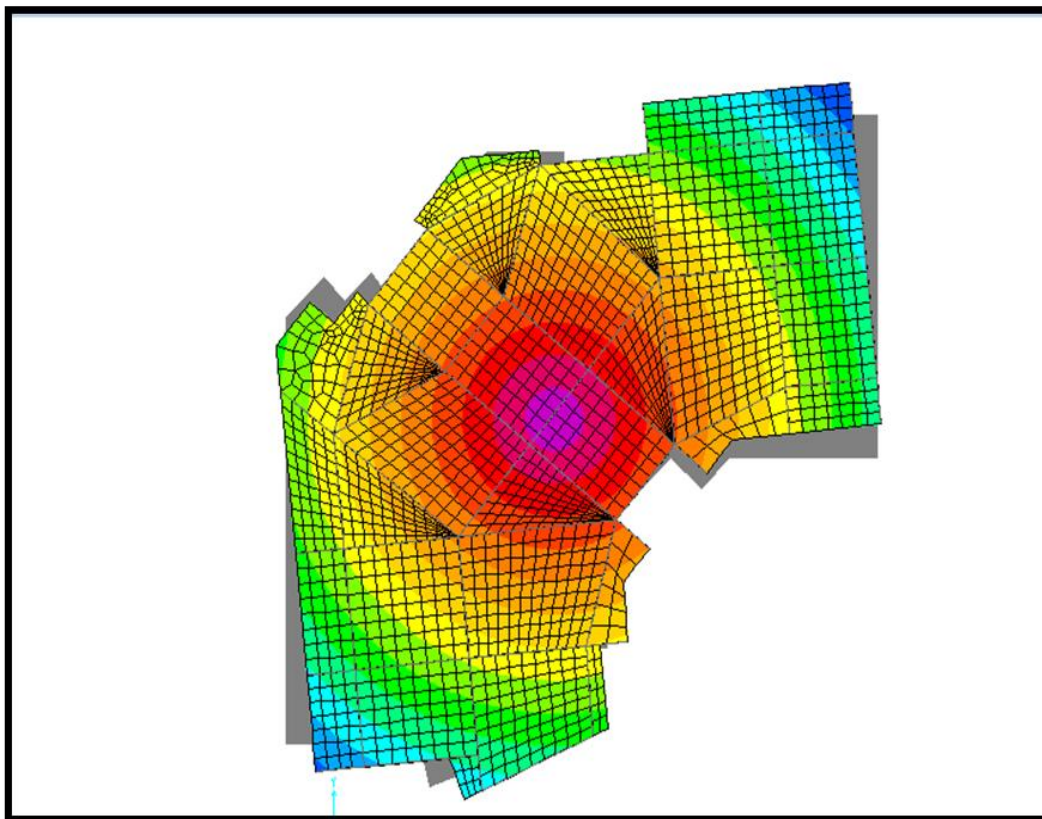


Fig. IV.4.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b. Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3etIV. 4. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous-sol	33475.92	3942.81	89.46	10.54
Entre sol	26507.66	4949.24	84.27	15.73
RDC	22991.09	4671.71	83.11	16.89
Etage 1	19779.33	4116.95	82.77	17.23
Etage 2	16561.83	3703.92	81.72	18.28
Etage 3	13572.19	3139.53	81.21	18.79
Etage 4	10761.12	2396.73	81.78	18.22
Etage 5	7975.39	1773.87	81.81	18.19
Etage 6	5098.79	1241.79	80.42	19.58
Etage 7	2496.89	636.39	79.69	20.31

• **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf pour le 7^{ème} niveau ou l'écart est de 0.31% à ce qui peut être négligé.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris(%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Sous-sol	700.12	682.348	885.207	956.264	44.162	41.641	57.837	58.358
Entre sol	852.073	853.170	635.360	723.976	57.284	54.095	42.715	45.904
RDC	907.644	834.936	596.647	725.333	60.336	53.512	39.663	46.487
Etage 1	836.590	781.943	490.652	500.171	63.031	60.988	36.968	39.011
Etage 2	693.739	631.575	516.637	542.517	57.315	53.792	42.684	46.207
Etage 3	667.425	613.027	396.107	424.171	62.755	59.104	37.244	40.895
Etage 4	516.137	483.324	379.960	391.353	57.598	57.257	42.401	44.742
Etage 5	448.140	422.713	262.441	273.275	63.066	60.737	36.933	39.264
Etage 6	281.187	264.988	220.140	223.739	56.088	54.163	43.911	45.836
Etage 7	234.817	232.003	58.502	66.420	80.055	77.734	19.944	22.257

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où *B* est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous-sol et ente sol	65×65	4225	2377.705	0.225	vérifiée
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	3600	1889.665	0.209	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	3025	1406.327	0.185	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	2500	902.195	0.144	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	2025	409.293	0.080	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article **4.3.6** de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base *V_{dyn}* obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente *V_{st}*.

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens x-x	1663.995	1935.929	0.85	Vérifiée
Sens y-y	1719.383	2030.252	0.84	Vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7

Tableau IV.7.Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	ΔK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	δK (cm)	$\Delta K/H_k$ (%)
Niv 1	0.211	1.055	0	1.055	522	0.202	0.201	1.005	0	1.005	0.192
Niv 2	0.475	2.375	1.055	1.320	408	0.323	0.439	1.190	1.005	2.195	0.291
Niv 3	0.668	3.340	2.375	0.965	306	0.315	0.623	0.920	2.195	3.115	0.300
Niv 4	0.848	4.240	3.340	0.900	306	0.294	0.798	0.875	3.115	3.990	0.285
Niv 5	1.021	5.105	4.240	0.865	306	0.282	0.970	0.860	3.990	4.850	0.281
Niv 6	1.179	5.895	5.105	0.790	306	0.258	1.126	0.780	4.850	5.630	0.254
Niv 7	1.326	6.630	5.895	0.735	306	0.240	1.269	0.715	5.630	6.345	0.233
Niv 8	1.451	7.255	6.630	0.625	306	0.204	1.387	0.590	6.345	6.935	0.192
Niv 9	1.556	7.780	7.255	0.525	306	0.171	1.423	0.480	6.935	7.415	0.156
Niv 10	1.634	8.170	7.780	0.390	306	0.127	1.551	0.340	7.415	7.755	0.111

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
NIV 01	522	32979.91	1.055	1585.32	0.042	1.005	1638.61	0.038
NIV 02	408	28526.69	1.320	1487.43	0.062	1.190	1577.67	0.052
NIV 03	306	24506.69	0.965	1504.29	0.051	0.920	1560.26	0.047
NIV 04	306	21222.39	0.900	1327.23	0.047	0.875	1282.11	0.048
NIV 05	306	17974.67	0.865	1210.37	0.041	0.860	1174.09	0.043
NIV 06	306	14850.35	0.790	1063.53	0.036	0.780	1037.19	0.036
NIV 07	306	11718.76	0.735	896.097	0.031	0.715	874.677	0.031
NIV 08	306	8739.837	0.625	710.581	0.025	0.590	695.988	0.024
NIV 09	306	4760.909	0.525	501.327	0.016	0.480	488.727	0.015
NIV 10	306	2893.316	0.390	293.319	0.012	0.340	298.423	0.011

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.1.2.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- 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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

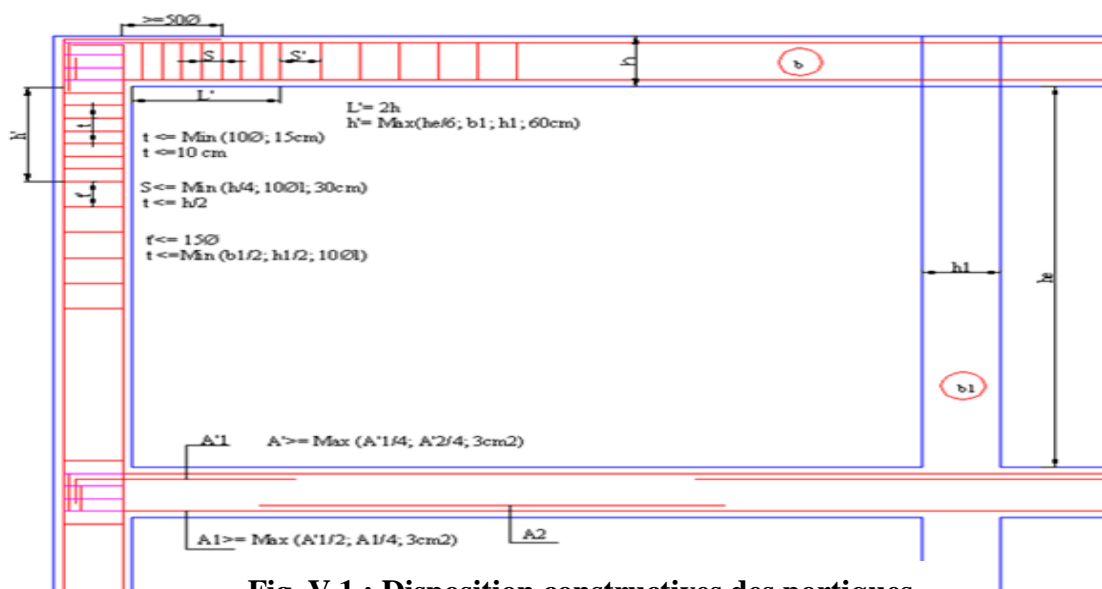


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V. 1.5. Calcul du ferrailage :**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec: } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec: } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 57.73 \text{ KN.m(ELU)} \\ M_a = 122.58 \text{ KN.m(G+Q+E_X)} \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.73 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.20} = 0.076$$

$$\mu_{bu} = 0.076 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.099 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 403.37mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{57.73 \times 10^6}{403.37 \times 348} = 4.11cm^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{122.58 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48} = 0.125$$

$$\mu_{bu} = 0.125 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.167 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 391.94mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{122.58 \times 10^6}{391.94 \times 400} = 7.83cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres avec logiciel socotec.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous -sol	Poutre principale	30×45	Appuis	122.58	137.61	7.83	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	57.73		4.11		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	99.41	164.67	7.24	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	99.73		7.27		8.01	3T14+3T12
Entre sol et RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	110.32	94.89	7.00	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	38.68		2.72		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	71.40	112.40	5.08	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	67.15		4.76		6.88	3T14+2T12
1,2 et 3 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	109.68	103.61	8.06	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	39.26		2.73		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	71.25	78.02	5.07	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	64.14		4.54		4.62	3T14
4 ,5et 6 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	102.72	101.67	6.49	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	40.01		2.82		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	61.19	60.87	4.32	6	4.62	3T14
			Travée	61.95		4.38		4.62	3T14
7 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	84.71	91.24	5.29	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	41.16		2.90		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	41.30	39.64	2.87	6	4.62	3T14
			Travée	33.24		2.30		4.62	3T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

V.1.7. Les armatures transversales :**a).Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.28; 4\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.4\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b).Calcul des espacements des armatures transversales :**1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:**

$$1).S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2).S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_c}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm}$$

$$3).S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_c \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 168) = 11.25\text{cm}$$

Soit: $S_t = 10\text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité :

BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} .$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	137.61	1.092	3.33	Vérifiée
secondaires	164.67	1.483	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ **Appuis de rives** $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1) .$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ **Appuis intermédiaires** $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	137.61	122.58	3.95	-5.36	Vérifiée
Secondaires	8.01	164.67	99.41	2.85	-3.84	Vérifiée

V.9. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	81.18	189573.00	14.76	9.75	15	vérifiée
	Travées	40.81	102161.30	11.80	5.41	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	30.34	154282.05	13.67	4.26	15	vérifiée
	Travées	20.01	154282.05	13.67	2.81	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5.56	10.68	0.080	0.033	0.0036	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.00	10.68	0.079	0.033	0.0036	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Type de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage des poutres du sous-sol	
		Coupe en appui	Coupe en travée
principale	30×45	<p>3HA12</p> <p>1cadre et un étrier de Ø10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA12</p> <p>1cadre et un étrier de Ø10</p> <p>3HA14</p>
		<p>3HA14</p> <p>2HA12</p> <p>1cadre et un étrier de Ø10</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>1cadre et un étrier de Ø10</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>

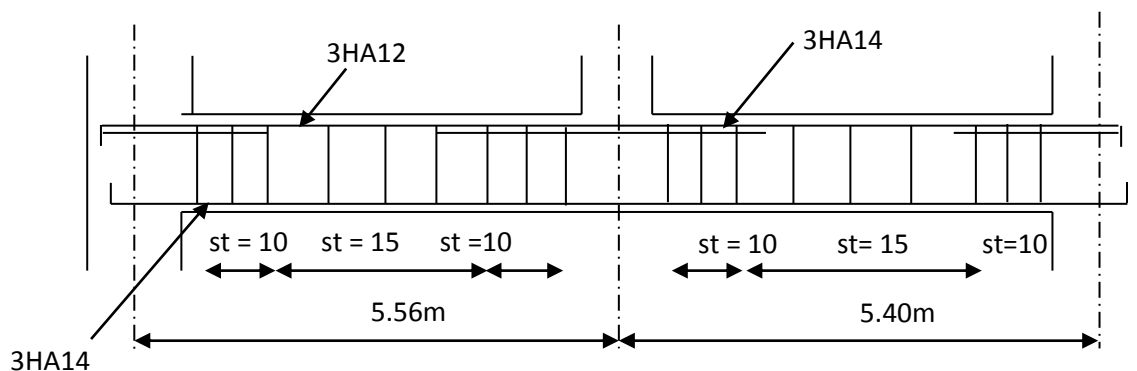
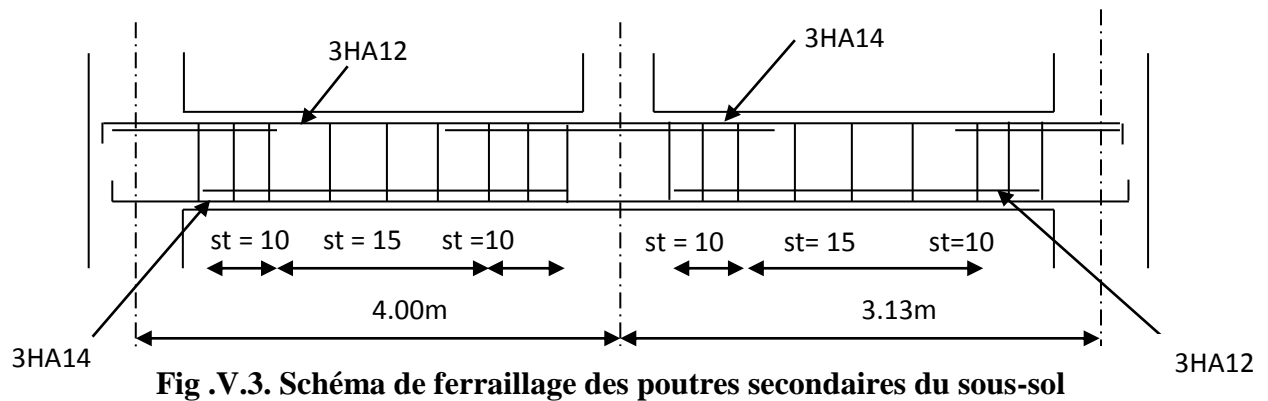


Schéma de ferrailage des poutres principales du sous-sol



V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.

– La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

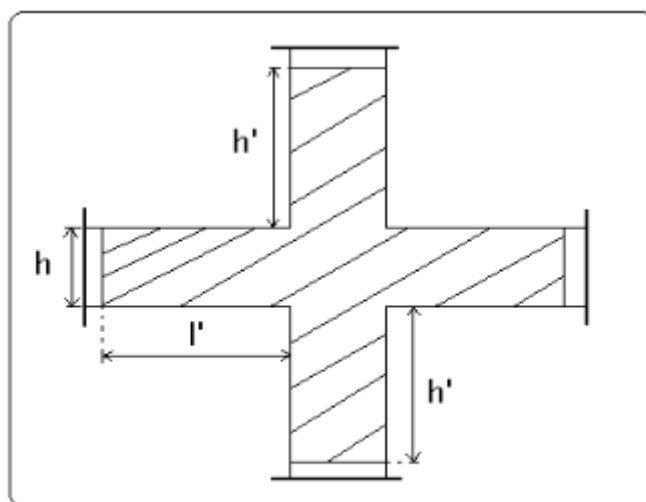


Fig .V.4. Zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
Sous-sol et Entre sol	65×65	33.80	169	253.5
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	28.80	144	216
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	24.20	121	181.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	16.20	81	121.5

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ;

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et Entre sol	2510.64	10.41	166.82	1421.64	648.04	56.76
RDC et 1 ^{ème} étage	1911.80	24.21	137.22	1079.22	14.85	32.97
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1422.14	16.64	98.00	783.73	63.231	25.85
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	912.43	27.72	75.02	342.63	16.61	2.79
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	428.07	10.59	55.64	83.20	42.31	14.70

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2510.64 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 10.41 \text{ KN.m}$ (ELU)
- $M_{max} = 166.82 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1421.64 \text{ KN}$ (G+Q+E)
- $N_{min} = 648.82 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 56.76 \text{ KN.m}$ (0.8G-E_y)

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 2510.64 \text{ KN}$ (de compression)(ELU)

$M = 10.41 \text{ KN.m} \rightarrow eG = M/N = 0.0041\text{m}$

$eG < h/2 = 0.65/2 = 0.300\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 10.41 + 2510.64 \times (0.60 - 0.65/2) = 700.83 \text{ KN.m}.$

$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.071 > [2510.64 \times (0.60 - 0.05) - 700.83] \times 10^{-3} = 0.680$

$\Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée.}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{700.83 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 14.2} = 0.210$$

$$\mu_{bu} = 0.210 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.30 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 8.16 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.528 \text{ m.} \quad \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{700.83 \times 10^{-3}}{0.528 \times 348} = 38.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 38.14 - \frac{2510.64 \times 10^{-3}}{348} = -34.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 166.82 \text{ KN.m}, N = 1421.64 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.117 \text{ m} < (h/2) = 0.32 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 166.82 + 1421.64 \times (0.60 - 0.65/2) = 557.77 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.071 \geq 1421.64 \times (0.65 - 0.05) - 557.77 \times 10^{-3} = 0.295$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = 557.77 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.128 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.171 \rightarrow z = 0.558 \rightarrow A_1 = 28.72 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 648.04 \text{ KN} \rightarrow M = 56.76 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.008 \text{ m} < (h/2) = 0.32 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 56.76 + 648.04 \times (0.60 - 0.65/2) = 234.97 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.071 > [648.04 \times (0.60 - 0.05) - 234.97] \times 10^{-3} = 0.121$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 234.97 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.069 \rightarrow z = 0.583 \text{ m} \rightarrow A_1 = 11.58 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8.Ferrailage des poteaux :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Sous-sol et entre sol	65×65	6.55	12.21	33.80	34.81	4HA14+8HA16+4HA20
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	0	1.26	28.80	30.28	4HA14+12HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	0	0.42	24.20	26.52	12HA14+4HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	0	0	20	23.52	8HA12+4HA14+4HA16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	0	2.31	16.20	18.10	16HA12

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
65×65	1.4	179.37	64	10	15	2.85	6.28	3.02	8HA10
60×60	1.4	92.87	56	10	15	2.17	4.74	5.15	4HA10+4HA8
55×55	1.4	70.22	56	10	15	1.79	4.31	4.59	2HA10+6HA8
50×50	1.2	65.51	56	10	15	1.84	3.88	4.02	8HA8
45×45	1.2	58.60	48	10	15	1.83	3.30	4.02	8HA8

V.2.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2510.64 \text{ KN}$

$l_f = 351.4 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 18.76 < 50 \rightarrow \alpha = 0.803 / 1.10 = 0.73$

$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969 \text{ m}^2.$

$N_u = 0.73 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{34.81 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 14.20 \text{ MN}.$

$N_d = 2.510 \text{ MN} < 14.20 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
sous-sol	65×65	502	351.4	18.73	0.730	34.81	0.3969	14.20	2.510	vérifiée
Entre sol	65×65	388	271.16	14.48	0.746	34.81	0.3969	14.20	2.510	vérifiée
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	286	200.2	11.55	0.756	30.28	0.3364	12.23	1.911	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	286	200.2	12.60	0.753	26.52	0.2809	10.53	1.422	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	286	200.2	13.87	0.749	23.52	0.2304	9.08	0.912	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	286	200.2	15.4	0.743	18.10	0.1849	7.09	0.428	vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité dans chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

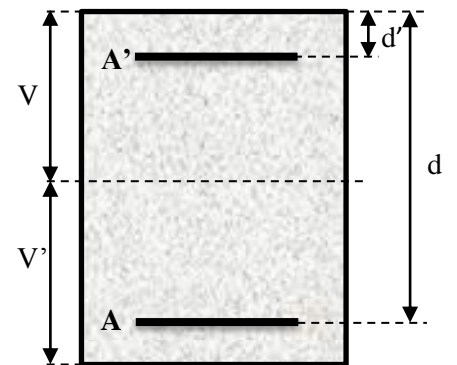
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

	Sous-sol	Entre sol	RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage
Section (cm²)	65×65	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	60	60	55	50	45	40
A' (cm²)	18.095	18.095	14.795	13.855	10.775	8.735
A (cm²)	18.095	18.095	14.795	13.855	10.775	8.735
V (cm)	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5
I_{yy'} (m⁴)	0.0178	0.0178	0.0135	0.0097	0.0065	0.0042
N^{ser} (MN)	1.82587	1.53352	1.38257	1.02724	0.66028	0.31297
M^{ser} (MN.m)	0.00716	0.02539	0.01799	0.01145	0.01899	0.00783
M_G^{ser} (MN.m)	0.00716	0.02539	0.01799	0.1145	0.01899	0.00783
σ_{bc1} (MPa)	3.95	3.68	3.82	3.30	3.06	1.78
σ_{bc2} (MPa)	3.67	2.76	3.02	2.66	1.60	0.94
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentés :

D’après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

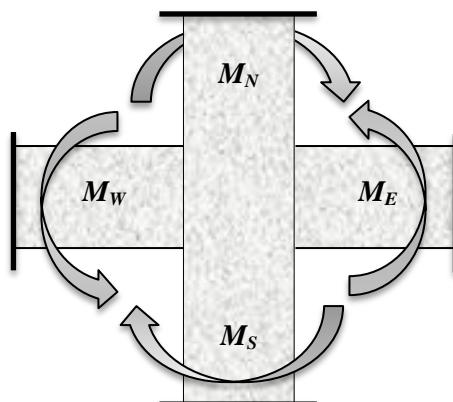
Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	65×65	351.4	18.73	0.075	60	179.37	0.42	1.87	vérifiée
Ente sol	65×65	271.6	14.48	0.040	60	179.37	0.42	1.00	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	200.2	11.55	0.040	.55	92.87	0.25	1.00	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	200.2	12.60	0.040	50	70.22	0.23	1.00	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	200.2	13.87	0.040	45	65.51	0.26	1.00	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	200.2	15.40	0.040	40	58.60	0.28	1.00	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol et Entre sol	65×65	58.5	34.81	708.66
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	30.28	569.02
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.52	456.83
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	45	23.52	368.32
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.10

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
Entre sol	708.66	708.66	1417.32	178.00	178.00	445.00	vérifiée
RDC	708.66	569.02	1304.68	178.00	178.00	445.00	vérifiée
Etage1	569.02	569.02	1138.04	178.0	178.00	445.00	vérifiée
Etage2	456.83	569.02	1025.85	178.00	178.00	445.00	vérifiée
Etage3	456.83	456.83	913.66	178.00	178.00	445.00	vérifiée
Etage4	368.32	456.83	825.15	162.08	162.08	405.20	vérifiée
Etage5	368.32	368.32	736.64	162.08	162.08	405.20	vérifiée
Etage6	255.10	368.32	623.42	162.08	162.08	405.20	vérifiée
Etage7	255.10	255.10	510.20	162.08	162.08	405.20	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

- Schémas de ferrailage :

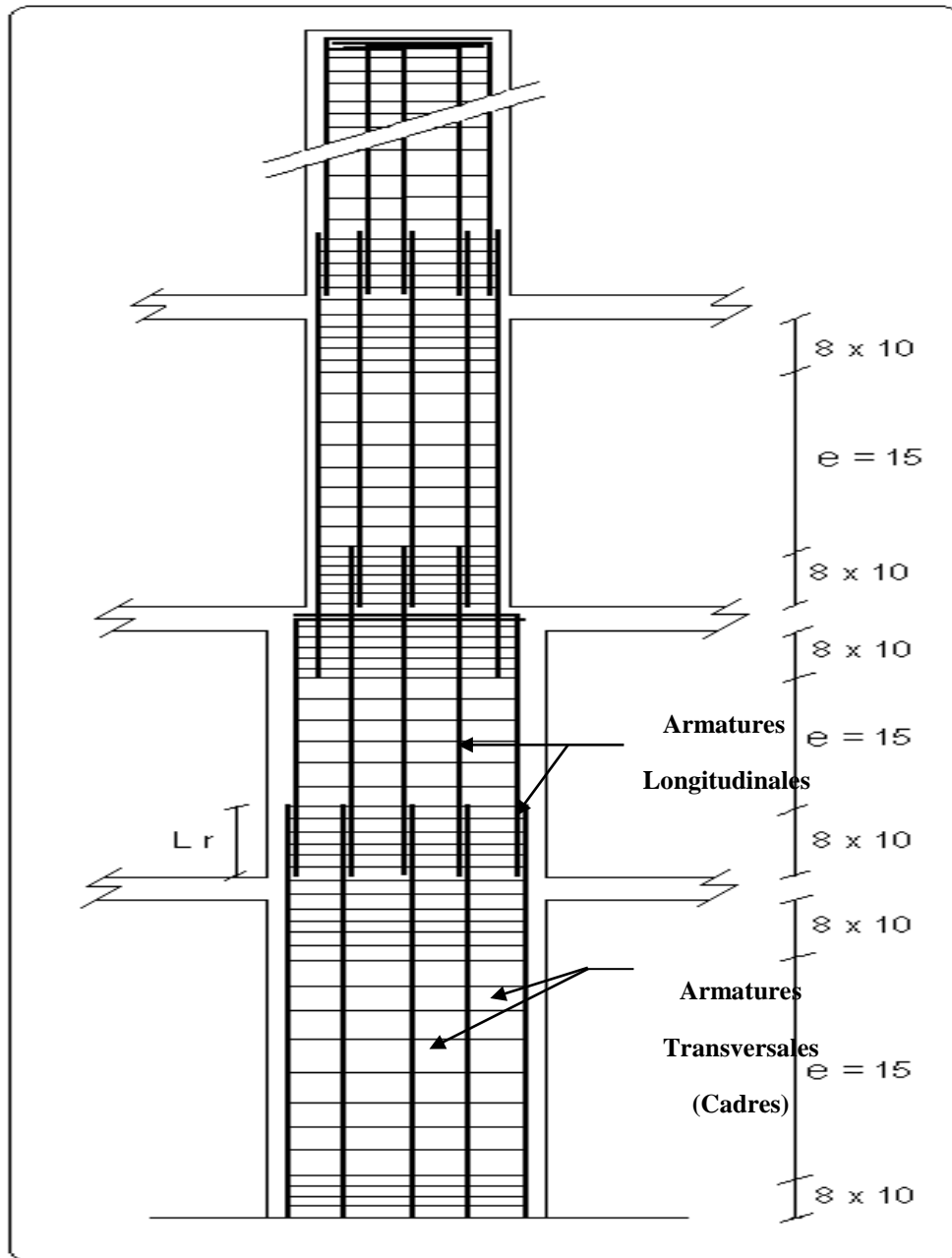
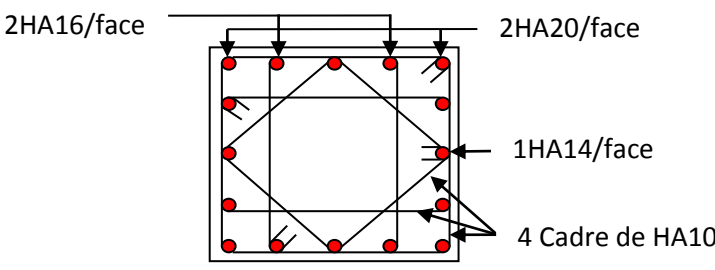
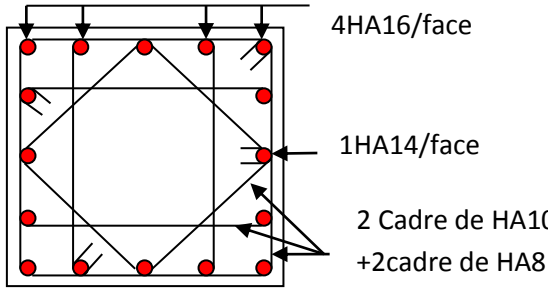
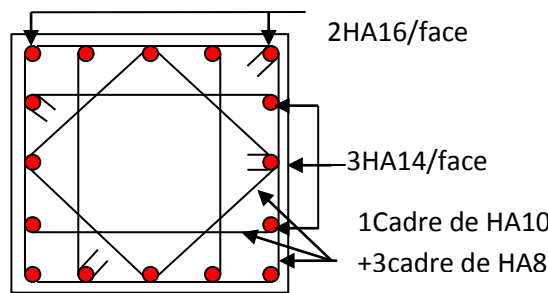
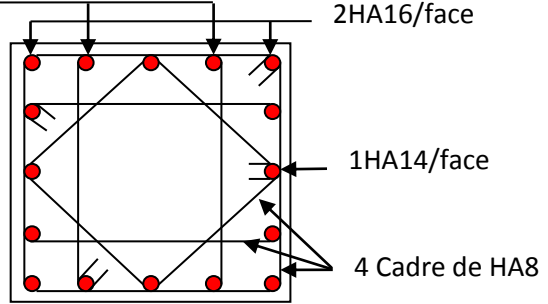
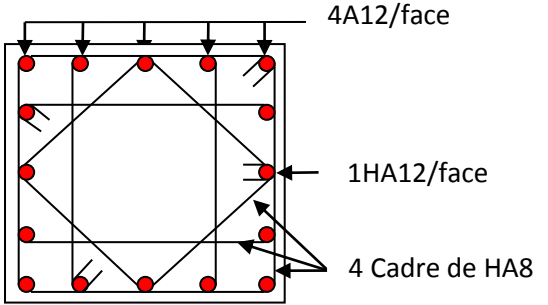


Tableau V.15.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

Niveau	Section	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol et entre sol	65×65	 <p>2HA16/face</p> <p>2HA20/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>4 Cadre de HA10</p>
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	 <p>4HA16/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>2 Cadre de HA10 +2cadre de HA8</p>
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	 <p>2HA16/face</p> <p>3HA14/face</p> <p>3HA14/face</p> <p>1Cadre de HA10 +3cadre de HA8</p>
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	 <p>2HA12/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>1HA14/face</p> <p>4 Cadre de HA8</p>
6 ^{ème} et Terrasse inaccessible	45×45	 <p>4A12/face</p> <p>1HA12/face</p> <p>1HA12/face</p> <p>4 Cadre de HA8</p>

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont 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.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations Issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d’armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L’espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

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 1/10 de l’épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x’.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{x1}	734.11	355.04	355.04	734.11	126.22	284.53	115.30
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{x1}	573.48	6.41	88.80	333.04	104.42	58.76	95.00
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{x1}	277.29	25.57	54.74	141.68	23.38	48.16	64.77

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{x2}	-1295.88	513.46	513.46	1295.88	211.72	434.70	129.03
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{x2}	874.62	7.47	115.13	717.92	770.67	8.77	80.46
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{x2}	459.99	1.58	43.11	176.16	21.85	27.51	38.86

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{x3}	889.95	433.85	543.11	88.30	217.05	525.95	158.74
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{x3}	665.45	50.32	123.50	458.85	60.87	10.04	134.78
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{x3}	311.51	26.06	71.76	301.28	32.08	7.29	74.94

Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{y1}	1075.80	797.95	1061.89	94.08	246.26	1019.24	250.77
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y1}	895.36	61.35	228.79	809.24	108.92	86.19	180.39
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y1}	462.84	81.04	81.04	462.68	30.87	46.24	92.37

Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{y2}	1531.03	383.58	546.00	269.85	22.34	518.46	125.35
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y2}	1116.86	624.00	89.07	869.02	319.56	43.67	80.64
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y2}	594.55	2.08	39.02	490.47	38.90	17.29	46.05

Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à y-y'

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{y3}	913.39	8.81	365.44	88.32	73.29	345.37	106.03
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y3}	761.01	1.30	97.52	329.11	184.04	23.53	88.11
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y3}	400.96	7.23	51.83	163.09	22.89	21.73	56.07

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{d1} :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{d1}	869.14	230.55	313.63	47.39	92.81	303.45	137.31
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{d1}	706.49	6.67	38.56	252.26	156.18	37.69	48.86
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{d1}	340.9	11.69	43.00	103.34	23.19	35.67	20.68

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{d2} :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et entre sol	V_{d2}	904.88	6.12	193.42	771.89	54.39	128.17	61.02
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{d2}	800	7.61	45.29	643.38	213.91	18.74	66.94
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{d2}	400.53	0.78	15.69	163.71	29.59	12.81	24.54

V.3.4 Calcul du ferrailage avec logiciel socotec :

Tableau V.23.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25×1	0.20×1	0.15×1
M(KN)	284.53	6.41	25.57
N(KN)	126.22	-573.48	-277.29
section	Partialement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	115.3	95.00	64.76
L _t (cm)	93.6	/	/
τ (MPa)	0.710	0.739	0.672
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.12	/	/
A_v^{min} (cm ²)	3.75	4.00	3.00
A_v^{adop} (cm ²)	9.24	6.79	4.71
N^{bre} /par face	6HA14	6HA12	6HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.12	0.92	0.63
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.24.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1,2et 3 ^{ème} étage	4, 5,6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	434.70	115.13	1.58
N(KN)	211.72	717.92	-459.99
section	Partialement tendue	Entièrement tendue	Entièrement comprimée
V (KN)	129.03	80.46	38.86
Lt(cm)	112.6	/	/
τ (MPa)	0.669	0.521	0.336
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.18	13.22	/
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.8	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	14.07	14.07	7.92
N^{bre} /par face	7HA16	7HA16	7HA12
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.05	0.65	0.31
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.6	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.25.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5, 6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	525.95	50.32	26.06
N(KN)	217.05	-665.45	-311.51
section	Partialement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	158.74	134.78	74.94
Lt(cm)	110.5	/	/
τ (MPa)	0.823	0.874	0.648
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.32	/	/
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.80	3.60
A_v^{adop} (cm ²)	14.07	7.92	5.50
N^{bre} /par face	7HA16	7HA12	7HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.29	1.09	0.61
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.26.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.85	0.20 × 1.85	0.15 × 1.85
M(KN)	1019.24	828.79	81.04
N(KN)	246.26	809.24	-462.48
section	Partialement tendue	Partialement tendue	Entièrement comprimée
V (KN)	250.77	180.39	92.37
L _t (cm)	172.9	143.9	/
τ (MPa)	0.843	0.758	0.518
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.16	3.81	/
A_v^{min} (cm ²)	6.93	7.4	5.55
A_v^{adop} (cm ²)	20.01	11.31	7.85
N^{bre} /par face	10HA16	10HA12	10HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.32	0.95	0.49
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.27.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	518.46	89.07	2.08
N(KN)	22.34	-869.02	-594.55
section	Partialement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	125.35	80.64	46.05
L _t (cm)	107.9	/	/
τ (MPa)	0.650	0.523	0.398
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.85	/	/
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.8	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	14.07	7.92	5.50
N^{bre} /par face	7HA16	7HA12	7HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.02	0.65	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.28.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1	0.20 × 1	0.15 × 1
M(KN)	8.81	1.30	7.23
N(KN)	-913.39	-761.01	-400.96
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	106.03	88.11	56.07
L _t (cm)	/	/	/
τ (MPa)	0.660	0.687	0.581
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	/	/	/
A_v^{min} (cm ²)	3.75	4.00	3.00
A_v^{adop} (cm ²)	6.79	6.79	4.71
N^{bre} /par face	6HA12	6HA12	6HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.03	0.86	0.55
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.29.Sollicitations de calcul dans le voile V_{d1} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.30	0.20 × 1.30	0.15 × 1.30
M(KN)	6.12	7.61	0.78
N(KN)	-904.88	-800	-400.53
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	61.02	66.94	24.54
L _t (cm)	/	/	/
τ (MPa)	0.292	0.147	0.196
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	/	/	/
A_v^{min} (cm ²)	6.5	5.2	3.9
A_v^{adop} (cm ²)	7.92	7.92	5.50
N^{bre} /par face	7HA12	7HA12	7HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.46	0.50	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.30.Sollicitations de calcul dans le voile V_{d2} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, entre sol	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25×1	0.20×1	0.15×1
M(KN)	316.63	6.67	11.69
N(KN)	47.39	-706.49	-340.90
section	Partialement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	137.31	48.86	20.68
L _t (cm)	89.9	/	/
τ (MPa)	0.854	0.380	0.214
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.61	/	/
A_v^{min} (cm ²)	3.75	4.00	3.00
A_v^{adop} (cm ²)	9.24	9.79	4.71
N^{bre} /par face	6HA14	6HA12	6HA10
S _t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.13	0.48	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage :

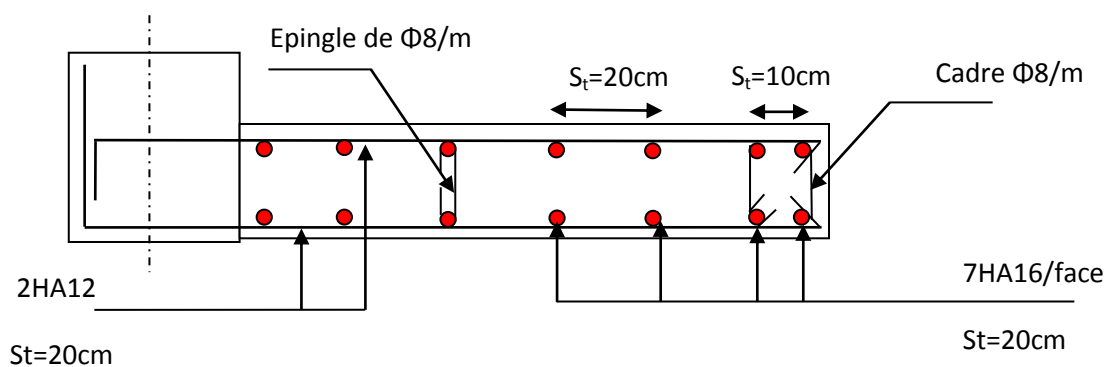


Fig. V. 5 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x2})

V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 2 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations :**Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{radier} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{37.50704}{0.20} = 250.04m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 274.23m^2$.

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}}$ d'où la nécessité d'utilisation d'un radier général sans débord.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage** : [1]

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 5.15m$)

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5cm.$$

– **Condition de rigidité** : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 81.69cm.$$

Donc : $h \geq 81.69cm$.

– Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

Nd : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{51477.98 \times 5.15}{2 \times 274.23} \times 1 = 483.37 KN$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.41m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- h_t = 90cm pour les nervures du radier.
- h_r = 45cm pour la dalle du radier.

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (A.5.2,42).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×65) cm × cm, le périmètre d’impact U_c est donné par la formule suivante : U_c = 2× (A+B)

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.90 = 1.55 \\ B = b + h = 0.65 + 0.90 = 1.55 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.2m.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.377705MN \leq 0.045 \times 0.90 \times 6.2 \times \frac{25}{1.5} = 4.185MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8611.58 m^4 \text{ et } X_G = 7.56 m.$$

$$I_y = 7400.66 m^4 \text{ et } Y_G = 12.88 m.$$

$$M_x = 52800.93 KN.m, M_y = 43337.18 KN.m.$$

$$N = 37507.04 KN.$$

$$\sigma_1 = \frac{37.50704}{274.23} + \frac{52.80093 \times 12.88}{8611.58} = 0.236 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{37.50704}{274.23} - \frac{52.80093 \times 12.88}{8611.58} = 0.036 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.236 + 0.036}{4} = 0.186 MPa < 0.20 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{37.50704}{274.23} + \frac{43.33718 \times 7.56}{7400.66} = 0.181 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{37.50704}{274.23} - \frac{43.33718 \times 7.56}{7400.66} = 0.092 MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.181 + 0.092}{4} = 0.158 MPa < 0.20 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Sens X-X : $\sigma_{moy} = 0.186 \text{ MPa} < 0.20 \text{ MPa}$.

Sens Y-Y : $\sigma_{moy} = 0.158 \text{ MPa} < 0.20 \text{ MPa}$.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 274.23 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 2 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 37507.04 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 2 \times 274.23 = 6307.29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la Réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on adoptera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{51477.98}{274.23} = 187.71 \text{ KN / ml.}$$

$$L_x = 3.70 \text{ m, } L_y = 5.15 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \dots \dots \dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0671 \times 187.71 \times 3.70^2 = 172.43 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.4471 \times 172.43 = 77.09 \text{ KN.m.}$$

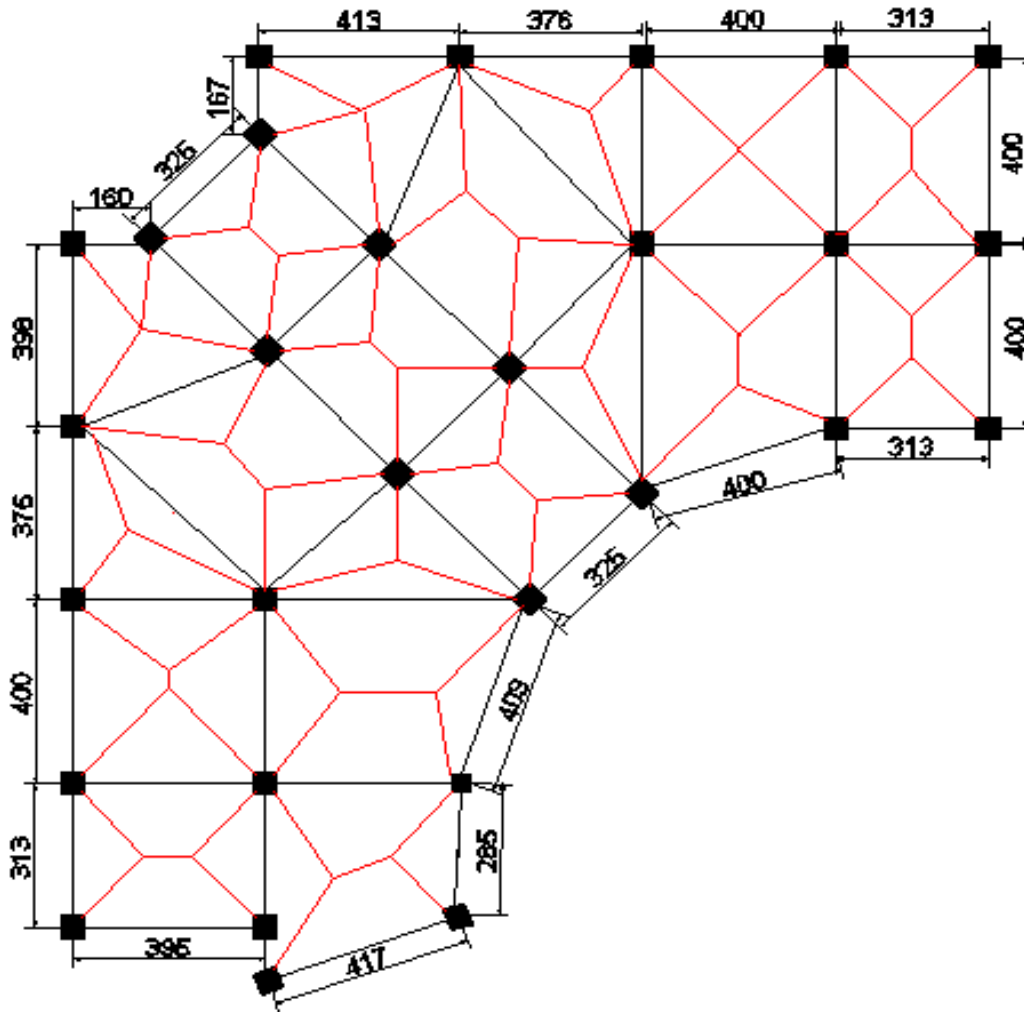


Fig. VI.1. : Schéma de rupture de dalle du radier.

Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.45 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
Sens X-X	travée	146.56	10.89	4.83	12.32	8HA14	12.5
	appui	86.21	6.31	4.83	6.79	6HA12	17
Sens Y-Y	travée	65.52	4.83	4.83	5.65	5HA12	20
	appui	86.21	6.31	4.83	6.79	6HA12	17

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 4.58 \text{ cm}^2. \\ A_y = 4 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 14 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 16.66 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

A l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 274.20 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 101.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{274.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.61 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A l'ELS :

$$\mu_x = 0.0731$$

$$\mu_y = 0.5940$$

$$N_{ser} = 37507.041 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{37507.041}{274.23} = 136.77 \text{ KN / m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0731 \times 136.77 \times (3.70)^2 = 136.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 81.30 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 116.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 69.10 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 68.43 \text{ KN.m}$$

✓ Etat limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$50y^2 + 15 \times 12.32 \times y - 15 \times 12.32 \times 40 = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.45 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 199406.69 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	116.33	10.45	199406.69	6.09	258.58
	yy	69.10	6.56	104180.31	4.35	332.69
Appui		68.43	8.06	121357.21	4.54	270.15

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.08	11.68	246561.59	5.51	200.24	12.5
	yy	7HA14	10.78	9.87	178844.15	3.81	174.61	14
Appui		7HA16	14.07	11.05	221855.95	6.08	133.45	14

- Schéma de ferrailage.

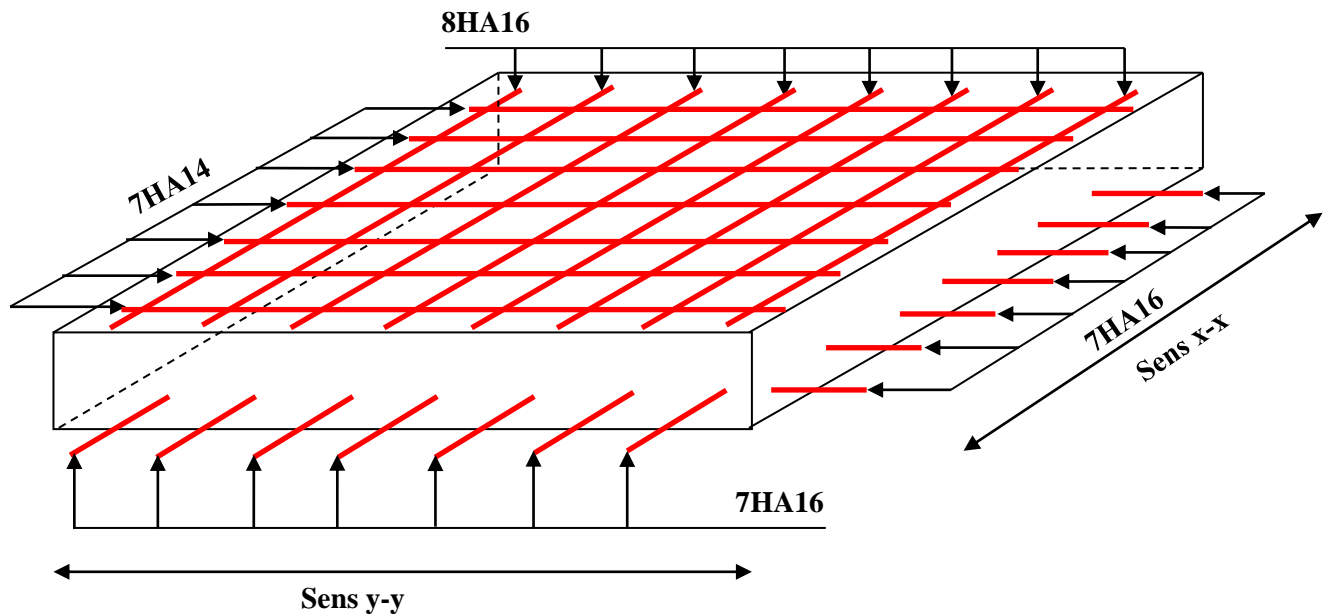


Fig. VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

D-Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier.

Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.90\text{ m}$$

$$h_0=0.45\text{ m}$$

$$b_0=0.65\text{ m}$$

$$d=0.85\text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(51.5; 185)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 51.5\text{ cm}$$

On prend : $b_1=50\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 50+65=165\text{ cm}$.

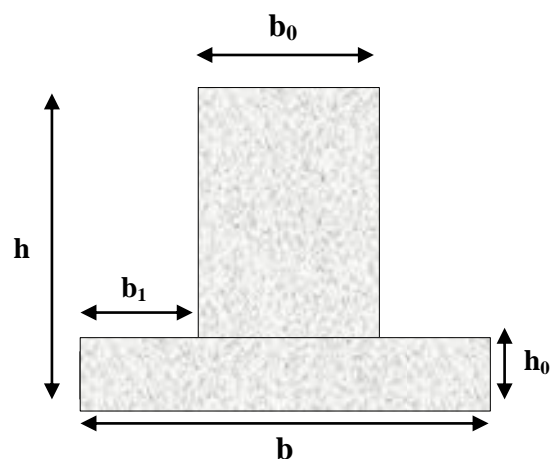


Fig. VI.3 : Section à ferrailer.

- Disposition des nervures :

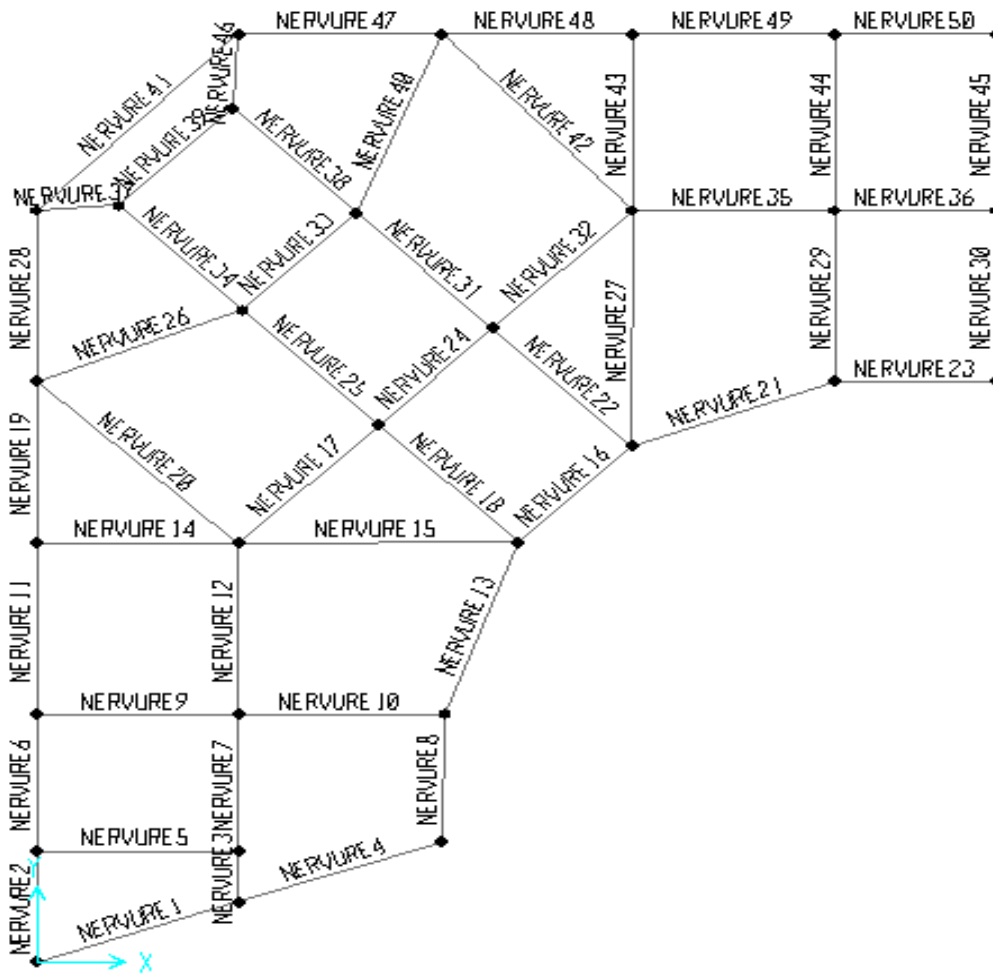


Fig. VI.4: disposition des nervures.

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens x-x :

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(KN)
M_t (KN.m)	530.15	921.02	818.36

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens y-y:

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN. m)	V(KN)
M_t (KN.m)	524.61	927.02	818.36

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

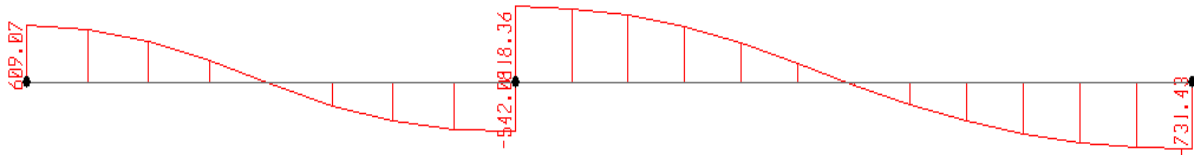


Fig. VI.5: diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6.Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	818.36	1.49	2.5	Vérifiée
Sens X-X	818.36	1.49	2.5	Vérifiée

Ferraillage des nervures :

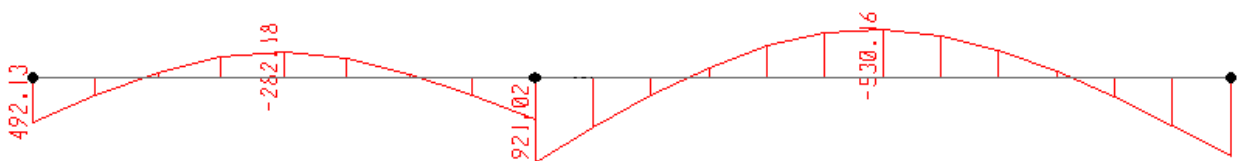


Fig. VI.6: diagramme des nervures des moments de la nervure la plus sollicitée sens y-y.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
y-y	Travée	524.61	18.22	16.93	18.85	6HA20
	Appui	927.02	32.26	16.93	37.70	12HA20

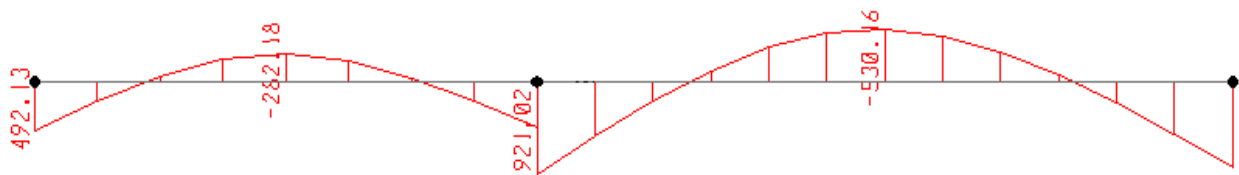


Fig. VI.7: diagramme des nervures des moments de la nervure la plus sollicitée sens x-x.

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
x-x	Travée	530.15	18.02	16.93	18.85	6HA20
	Appui	921.02	32.05	16.93	37.70	12HA20

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	381.27	14.46	0.149×10^7	3.70	15	269.35	201.63
	appui	665.65	25.02	0.248×10^7	6.69	15	240.79	201.63
X-X	travée	381.27	30.70	0.439×10^7	3.70	15	269.23	201.63
	appui	665.65	40.16	0.487×10^7	6.69	15	240.79	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	6HA20+6HA16	30.91	18.17	0.224×10^7	3.07	169.98
	appui	12HA20+6HA16	49.76	22.48	0.325×10^7	4.60	192.07
X-X	travée	6HA20+6HA16	96.51	34.38	0.224×10^7	3.07	169.98
	appui	12HA20+6HA16	71.96	40.16	0.325×10^7	4.60	192.07

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.71; 65; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 6HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +étrier)

Schémas de ferrailage des nervures :

Sens	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage des nervures	
		En appuis	
x-x et y-y	90×65	<p>6HA20 $S_t=15\text{cm}$</p> <p>6HA16 $S_t=15\text{cm}$</p> <p>Etrier de HA 10</p> <p>6HA20 $S_t=15\text{cm}$</p>	
Sens	Section (cm ²)	En travée	
x-x et y-y	90×65	<p>6HA20 $S_t=15\text{cm}$</p> <p>6HA16</p> <p>3cadare HA 10</p> <p>Etrier de HA 10</p> <p>6HA20 $S_t=15\text{cm}$</p>	

VI. Etude des murs de soutènement (murs adossés)

Introduction

Un mur de soutènement de hauteur 9.30m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans la voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.1. Mur de soutènement avec une charge répartie

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = \gamma \cdot h + Q$$

- Pour h=4.08m

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20.1}{2}\right) - 2c / \gamma * h = 0.122$$

- Pour h=9.30m

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20.1}{2}\right) - 2c / \gamma * h = 0.327$$

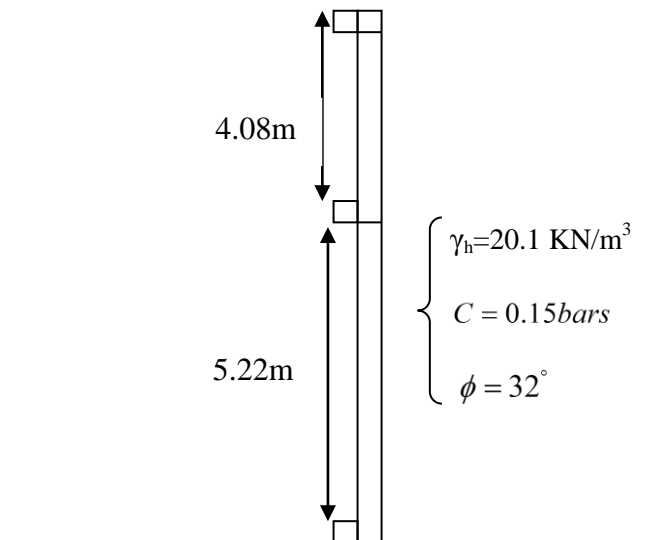


Fig.VI.8. schéma du mure

A L'ELU :

$$\sigma_H = K_a (1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h=4.08\text{m} : \sigma_H = 13.50 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \text{Pour } h=9.30 : \sigma_H = 82.25 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 65.06 \text{KN} / \text{m}^2$$

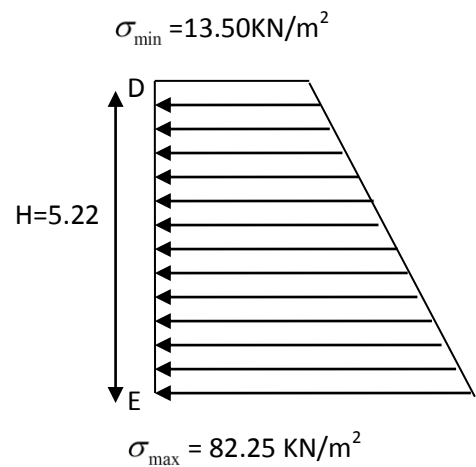


Fig.VI.9 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

A ELS :

$$\sigma_H = K_a (\gamma \times h)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h=4.08\text{m} : \sigma_H = 10.00 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \text{Pour } h=9.30\text{m} : \sigma_H = 61.12 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 48.34 \text{KN} / \text{m}^2$$

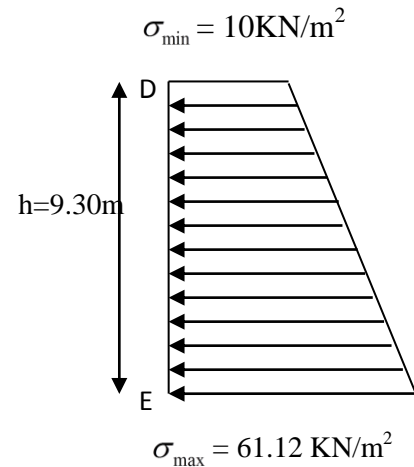


Fig.VI.10 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.1.1.Ferraillage du mur

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

$$L_x=3.55\text{m}$$

$$L_y=4.82\text{m}$$

$$e \geq 15\text{cm} \text{ (RPA99/2003 art10.1.2)}$$

On prend e=20cm

A. Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

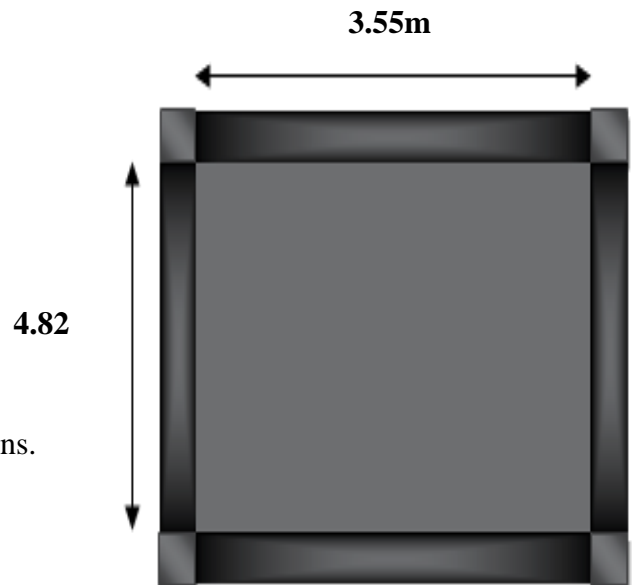
▪ A ELU :(v = 0)

$$\alpha = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 52.96 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 25.31 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 45.01 \text{KN.m}$$



$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 21.51KN.m$$

$$M^a = -M_{0x} = -26.48KN.m$$

- **A ELS :** ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x ql_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 43.13KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 26.68KN.m$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 36.66KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 22.67KN.m$$

$$M^a = -0.5M_{0x} = -21.56KN.m$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.30) m^2$, et en respectant la condition de

non fragilité suivante : Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Section des armatures du mur.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	45.01	0.098	0.13	0.170	7.60	1.81	7HA12 = 7.92
	y-y	21.51	0.047	0.060	0.175	3.53	1.60	5HA12 = 5.65
Appui		26.48	0.057	0.074	0.174	4.35	1.81	7HA10 = 5.53

- **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

VI.5.6.Vérifications :

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.73 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.73) \times 100 \times 20 = 1.816 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65.06 \times 3.55}{2} \times \frac{4.82^4}{4.82^4 + 3.55^4} = 89.22 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65.06 \times 4.82}{2} \times \frac{3.55^4}{4.82^4 + 3.55^4} = 35.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.495 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.495 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

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

• Contraintes dans le béton :

$$y = 3.35 \text{ cm}$$

$$I = 7690.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 6.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

• Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 269.15 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Y-Y	travée	7HA12	7.92	5.45	2.498×10 ⁴	8.28	234.27
	appui	7HA10	5.53	4.69	1.985×10 ⁴	5.09	216.81
X-X	travée	5HA12	5.65	4.74	2.085×10 ⁴	5.15	216.24
	appui	7HA10	5.53	4.69	1.985×10 ⁴	5.09	216.81

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Y-Y	travée	7HA114	10.18	6.79	3.045×10 ⁴	7.34	199.80
	appui	7HA12	7.92	5.45	2.410×10 ⁴	4.87	169.06
X-X	travée	5HA14	7.70	5.40	2.358×10 ⁴	5.15	66.32
	appui	7HA12	7.92	5.45	2.410×10 ⁴	4.87	169.06

- Schéma de ferrailage du mur soutènement (murs adossés)

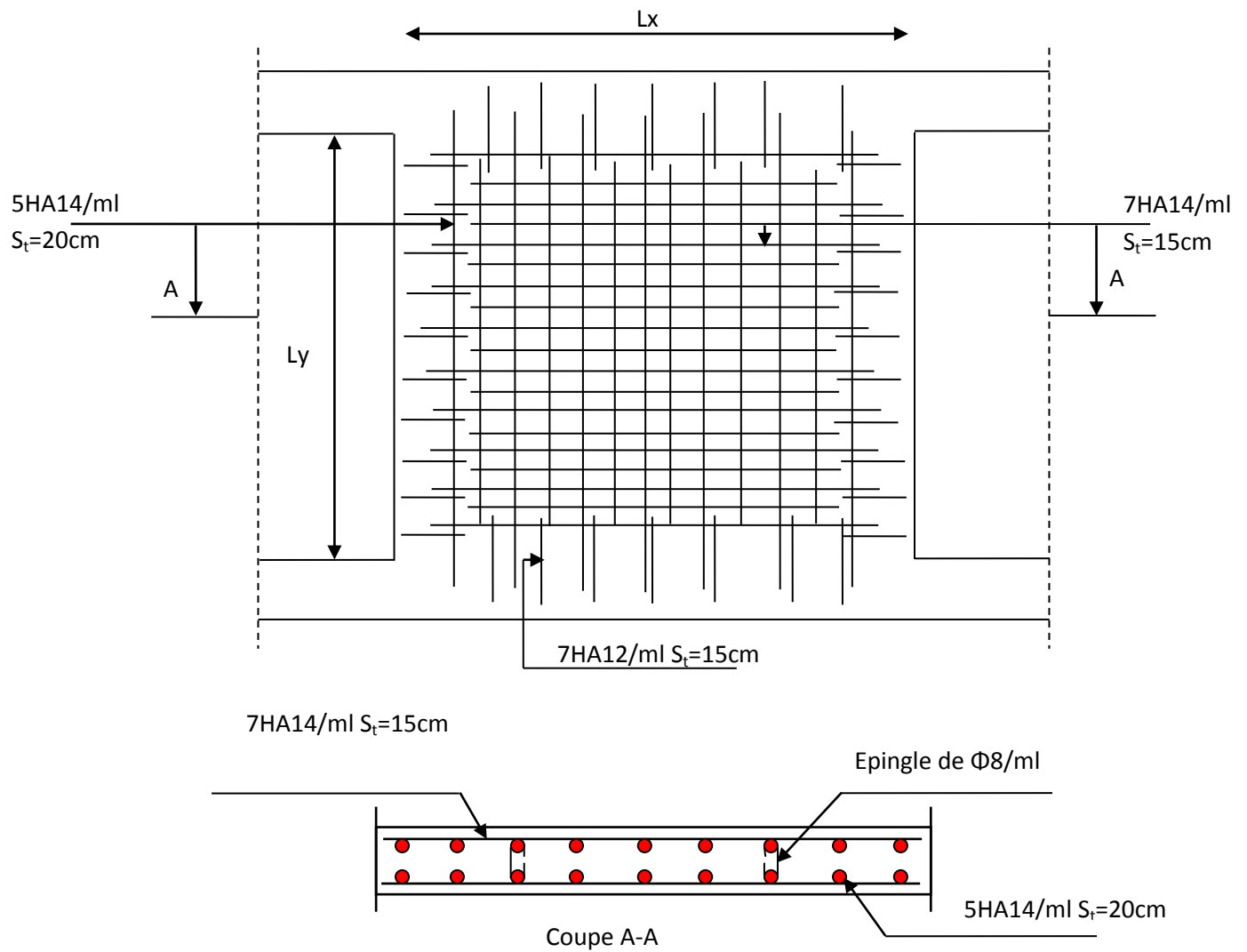


Fig. VI.11. Schéma de ferrailage du mur adossé.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale

L'impartial terminal d'une étude de génie civil, est l'obtention d'un ouvrage tenace, Vis à vis des forces de nature et accidentelles et assurer la résistance, durabilité et l'économie.

Ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances, et s'adapter avec tous les règlements en vigueur et outils numériques de calcul et notamment de nous faire prendre consciences des difficultés et contraintes et de la complexité d'une étude technique faite dans les règles de l'art.

D'autre part cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- Une étude fiable d'une construction est directement liée à une bonne investigation de sol et au choix du système de contreventement et type de fondation
- Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit.
- L'utilisation de voiles avec extrémité connecté avec les poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité des voiles en plus de cela on peut citer les avantages suivants :
 - Avoir moins de coffrage ce qui permet d'avoir un cout moindre.
 - Eliminer la formation des poutres courtes.
 - Eviter la concentration des efforts dans certains poteaux.
- La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux.
- La justification de l'interaction voiles-portiques mesure l'effort tranchant repris par les voiles et les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- La vérification de la condition $P\Delta$ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Enfin, on souhaite que notre travaille à contribuer dans le domaine de construction honorablement et servit par d'autre comme guide de recherche.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A 93**).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (**R.P.A 99/ version 2003**).
- ✓ Document technique règlementaire (**D.T.R**), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.

Annexe

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

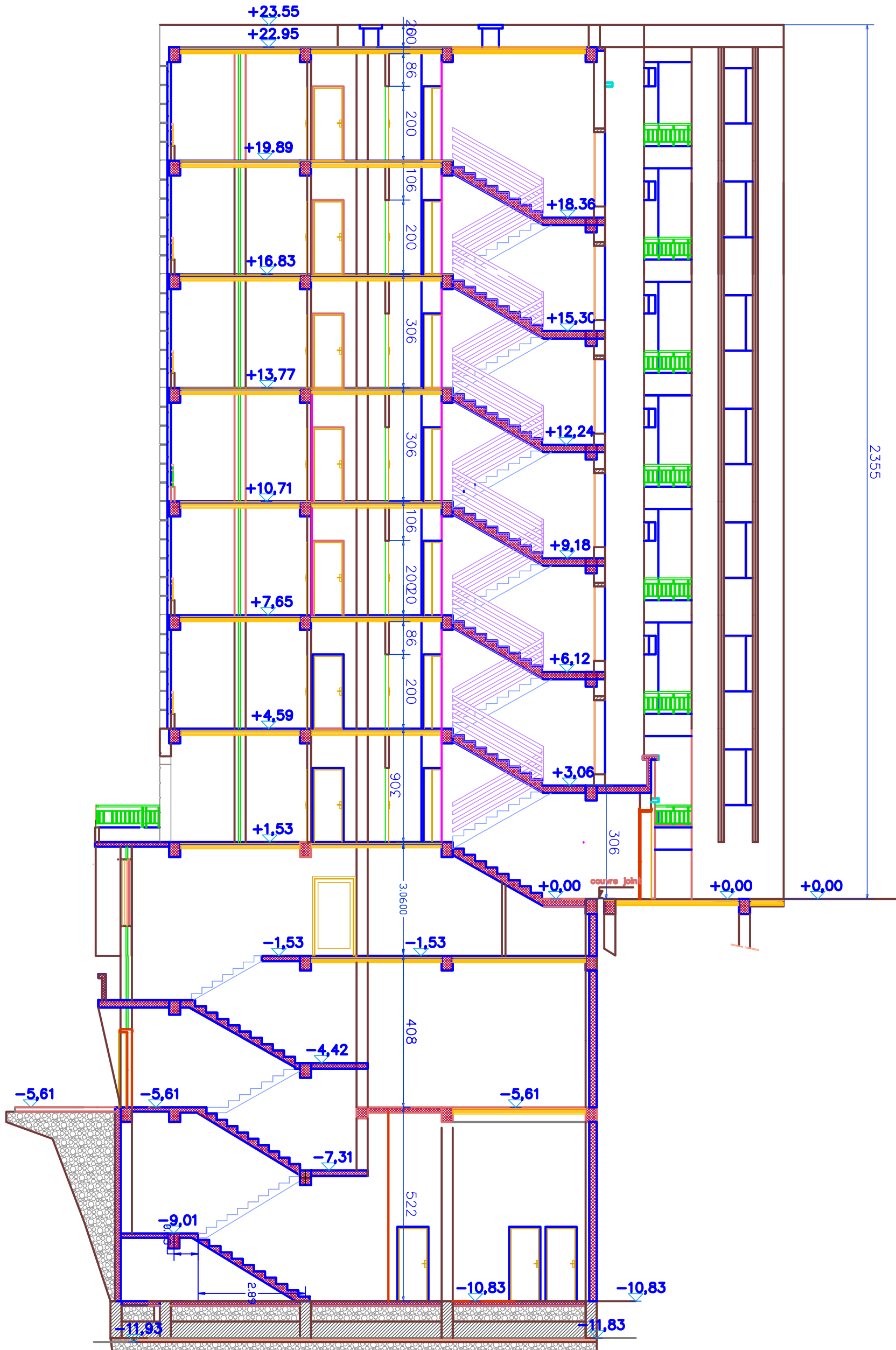
ANNEXE IV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

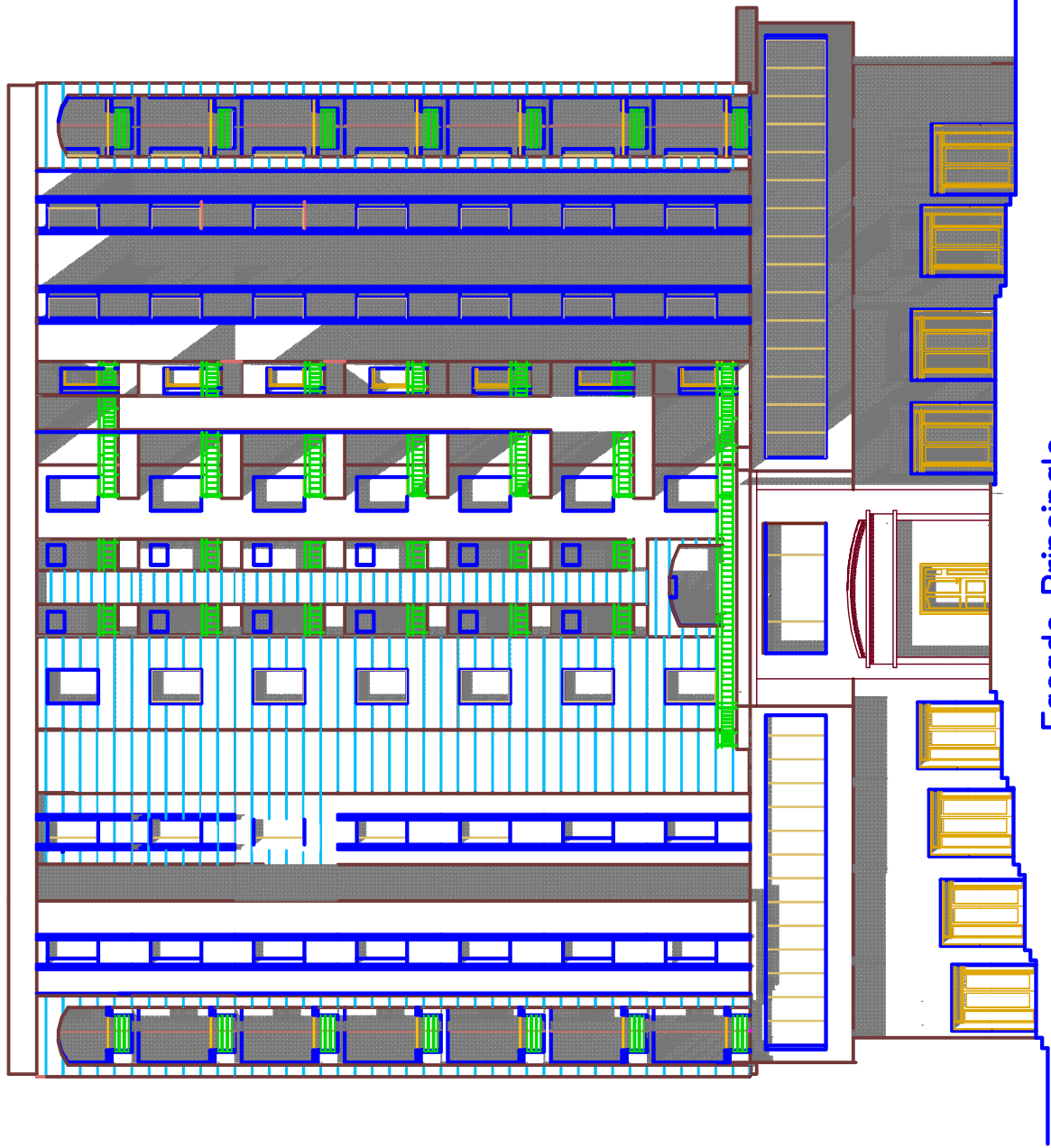
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Coupe A - A

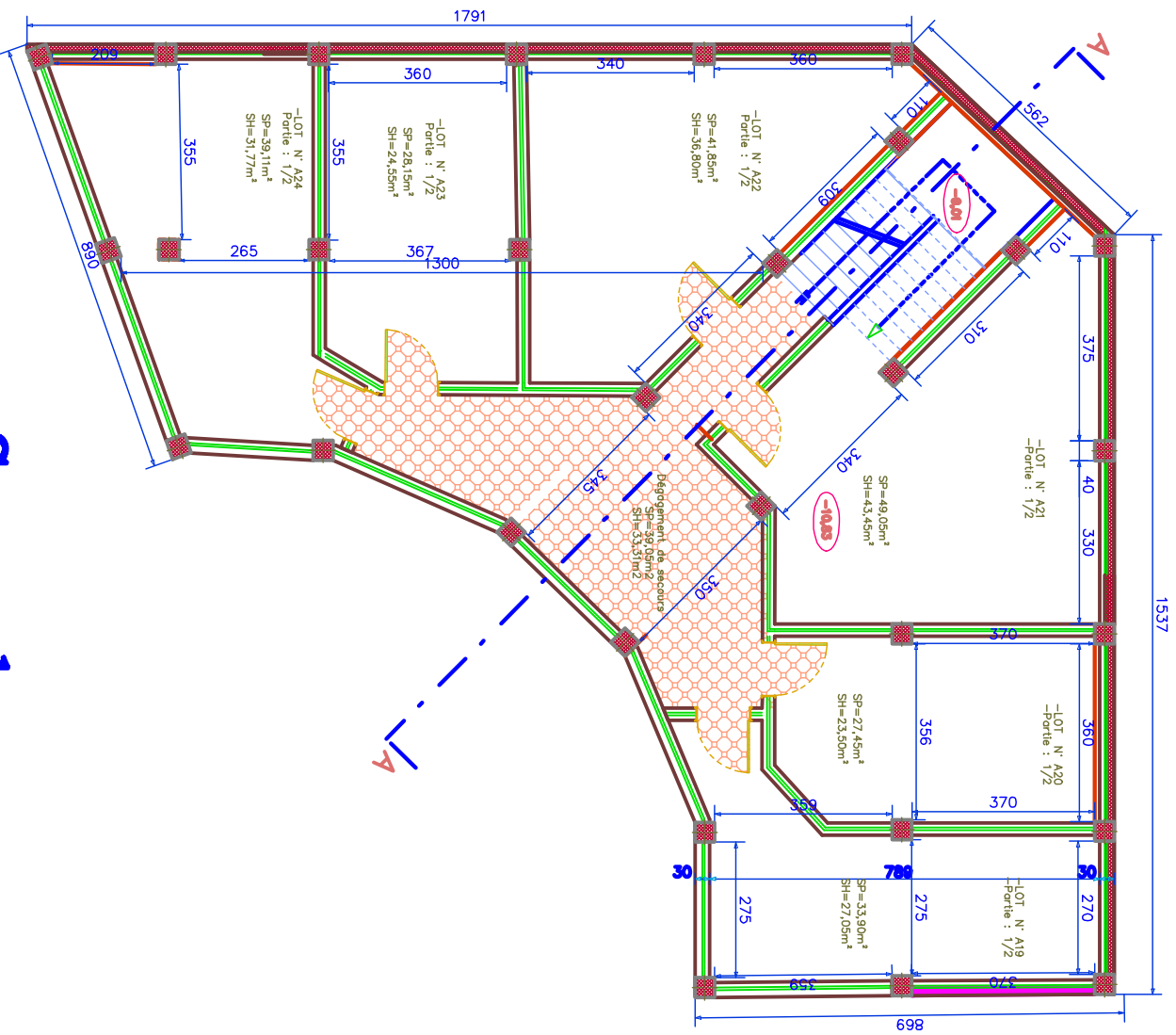


Façade Principale



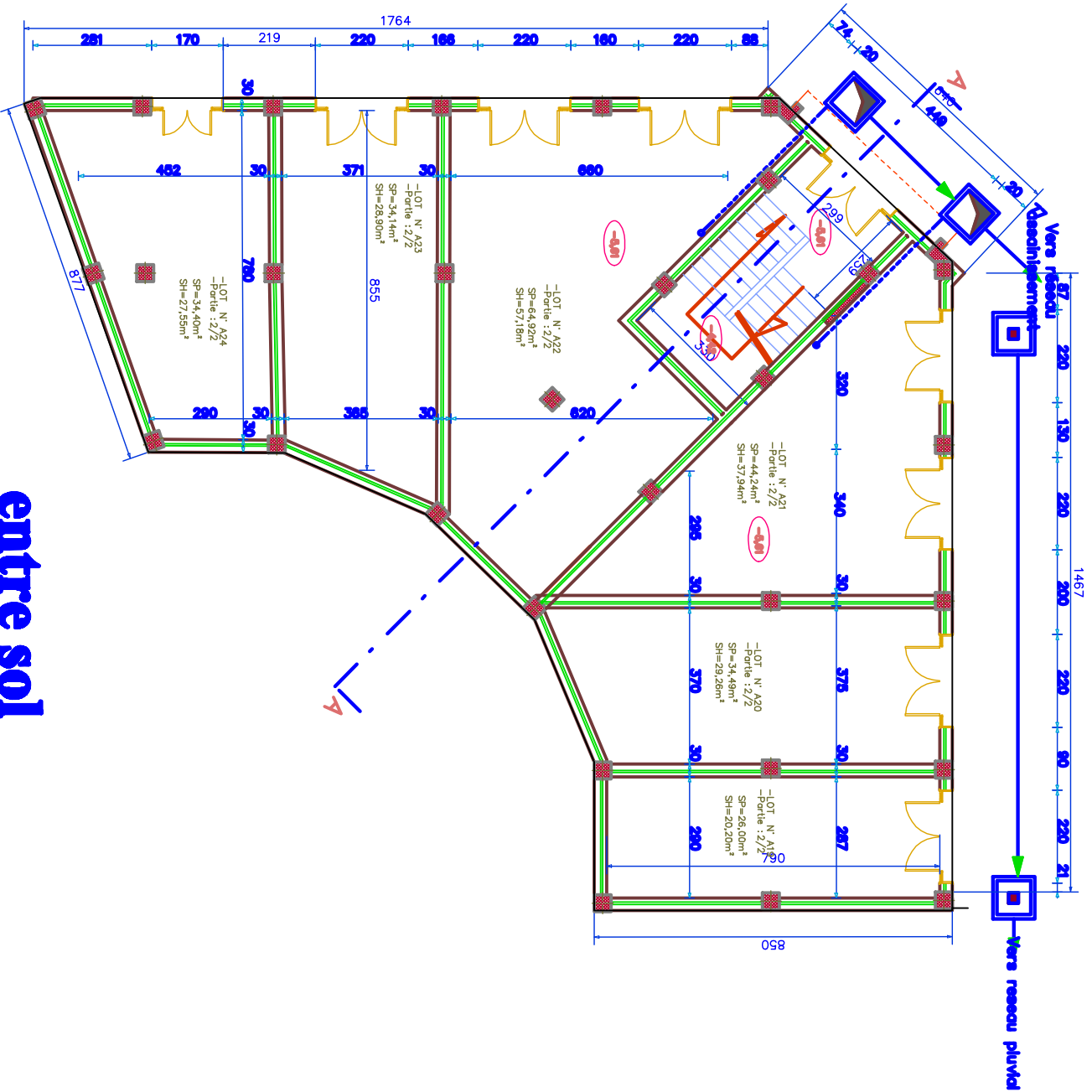
Façade Principale

PLAN NIVEAU :-01(-10.83)



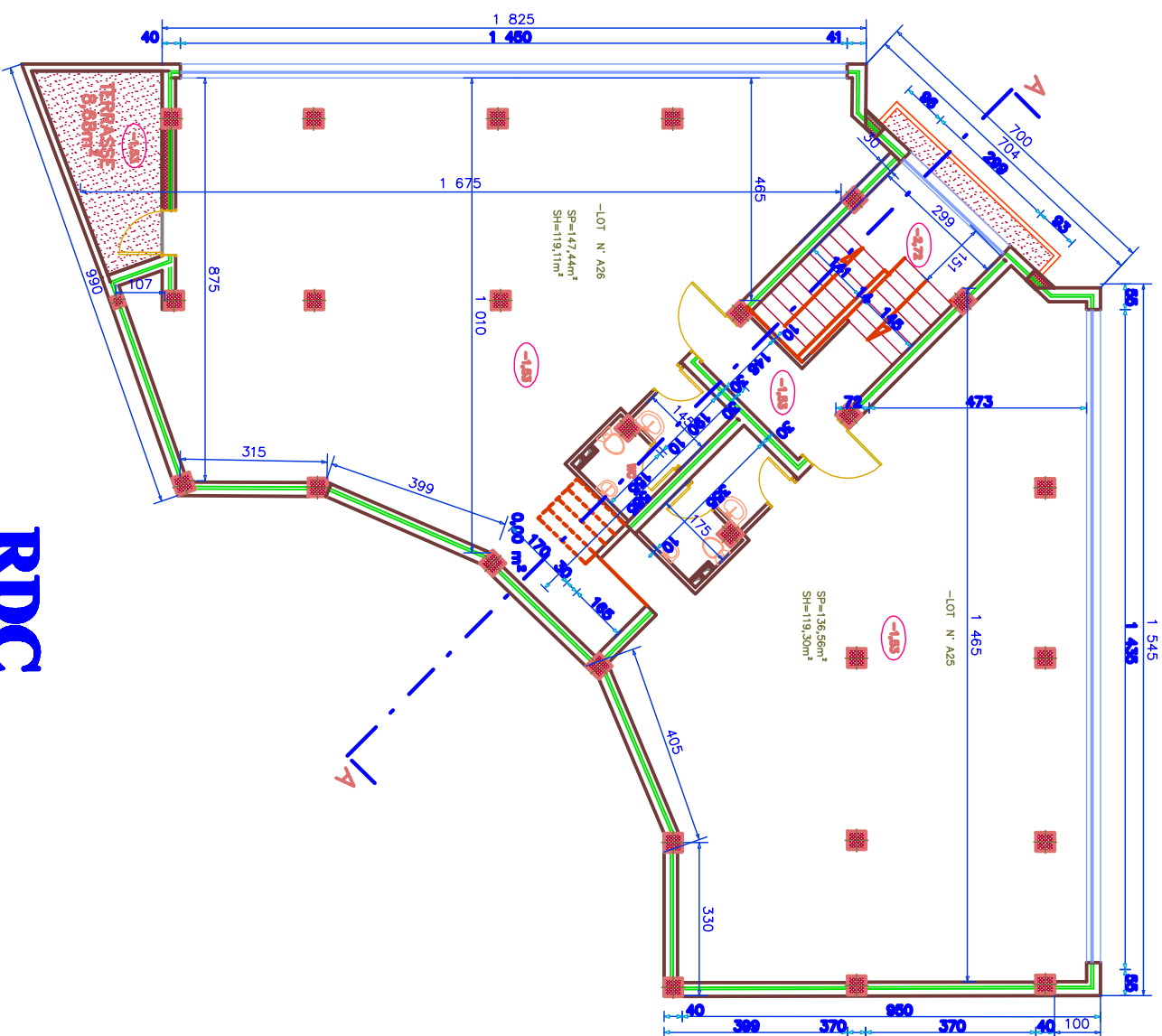
Sous sol

Plan Niveau (-5.61)



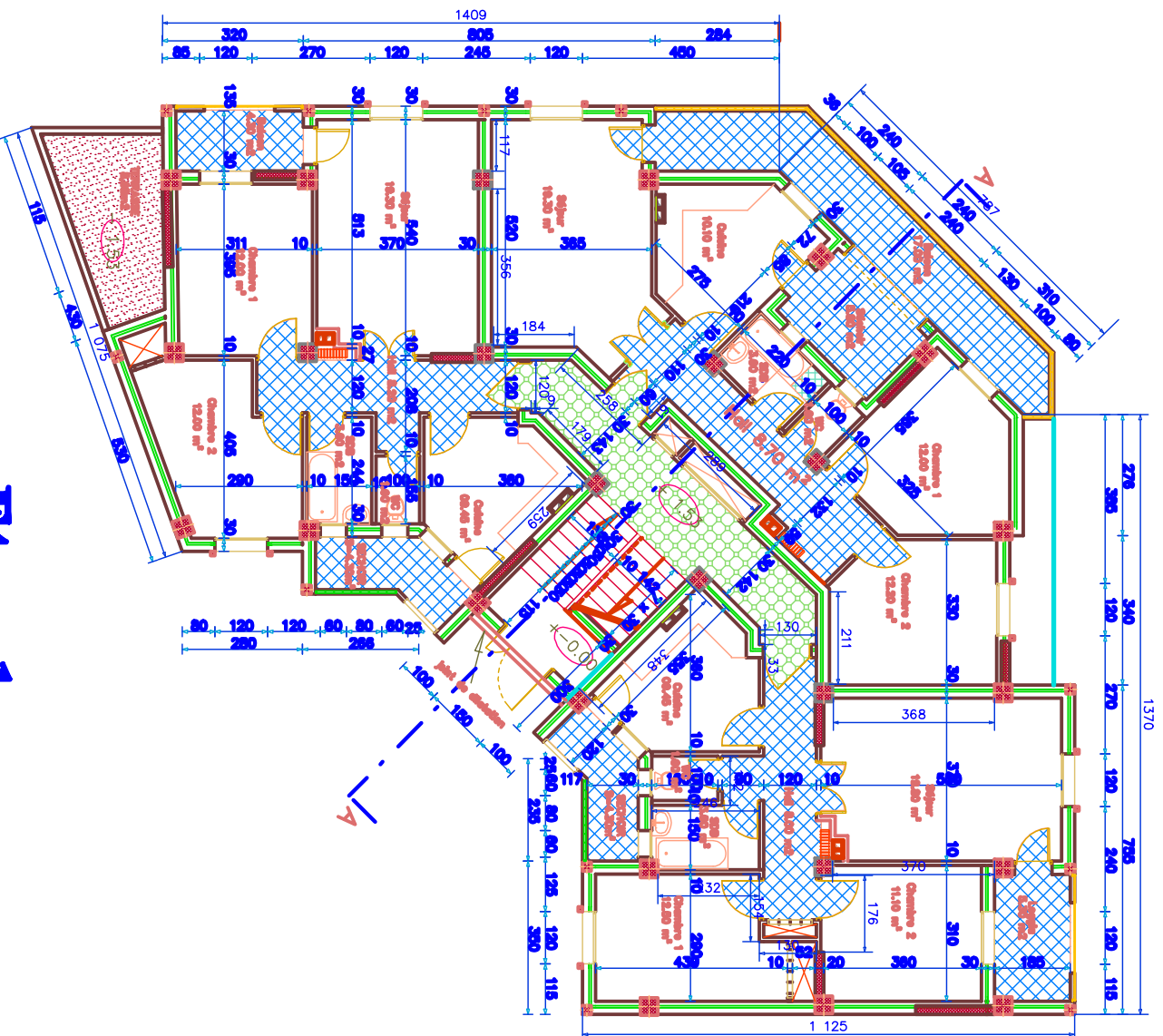
entre sol

Plan Niveau (-1.53)



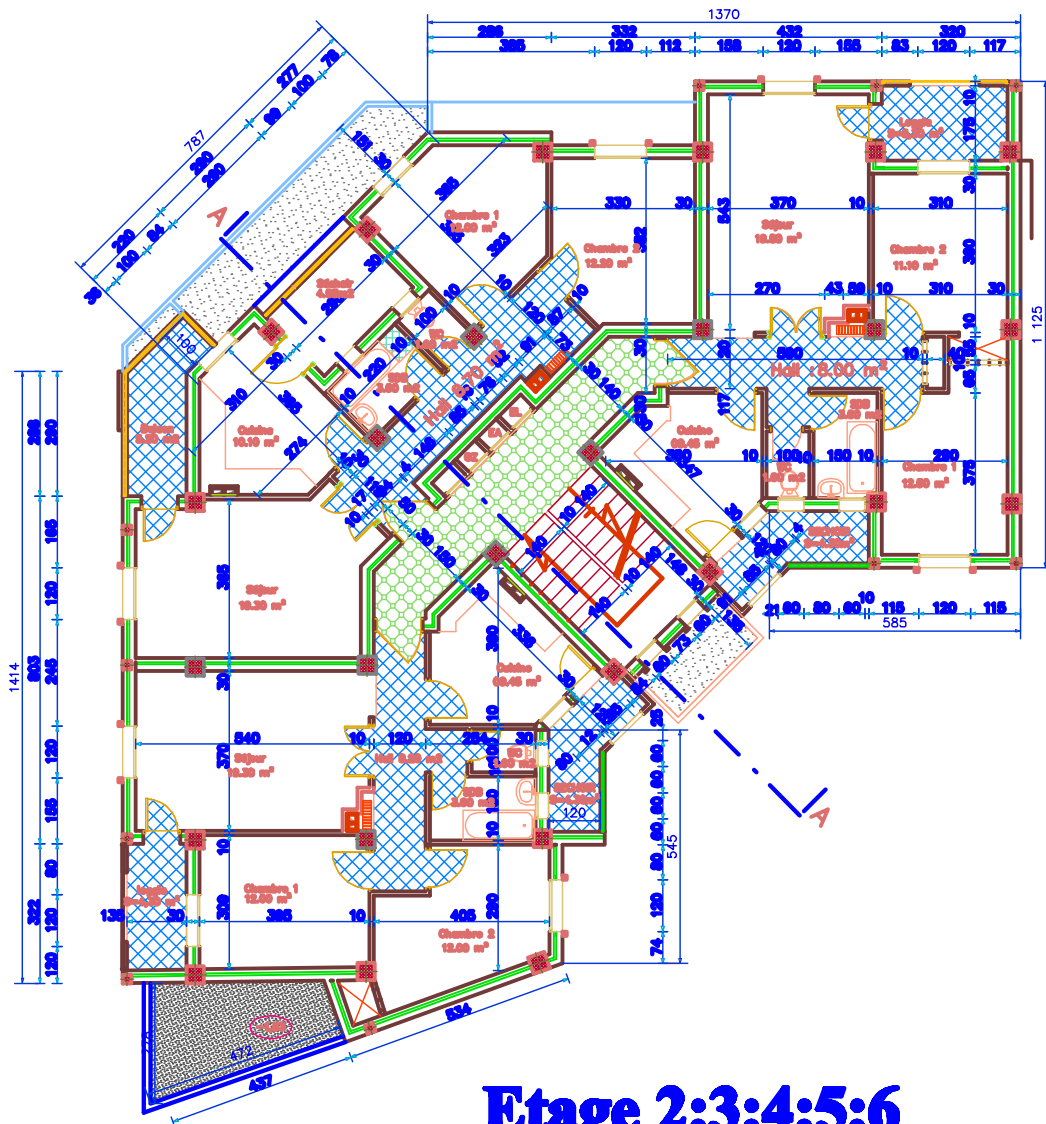
RDC

Plan Niveau(+1.53)



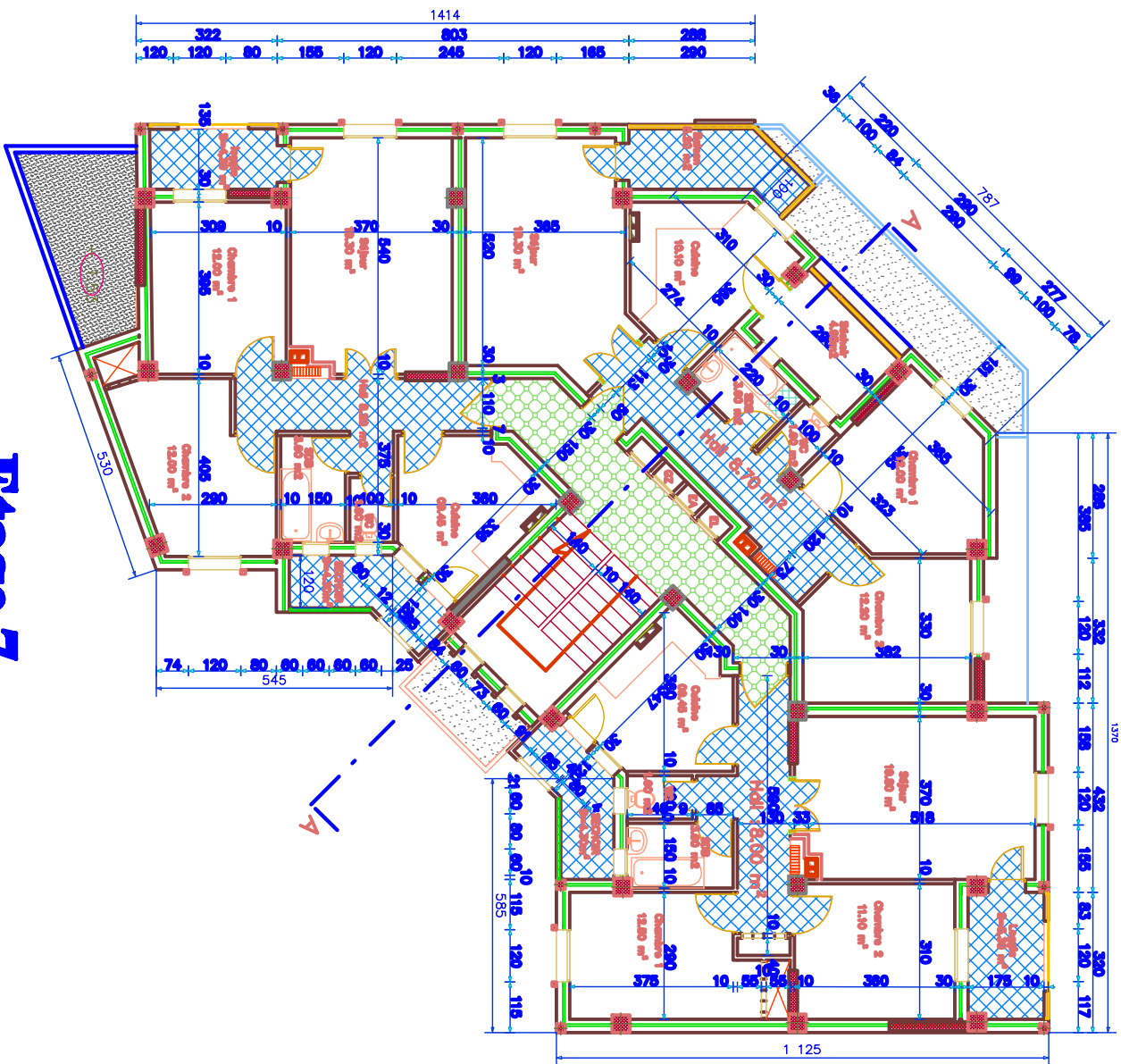
Etage 1

Niveau 03,04,05,06,07 +4.59;7.65;10.71;13.77;16.83



Etage 2;3;4;5;6

Niveau 08 (19.89)



Etage 7

Plan Terrasse (+22.95)

