



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane-Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et structures.

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+11) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques).

Réalisé par :

Mr : YAICHE Mokhtar

Mr : HADJAR Ahmed

Encadré par :

M^{me} : HAMOUCHE

Membresdujury:

Mr: BELHAMDI

M^{me}: AREZKI

Septembre2016

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 et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A nos encadreurs M^{me} HAMOUCHE et M^r OURABAH pour leurs participations, Leurs conseils, Leurs suivis et Leurs orientations tout au long de la réalisation de ce 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.

Ahmed & mokhtar

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont

donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

afin de me voir devenir ce que je suis,

merci mes parents.

À la mémoire de ma très chère grand-mère

À mes très chers frères : Mahmoudé et Abd elhamide qui m'ont

soutenu et encouragé durant toutes mes études.

À ma très chère sœur : Kadidja qui m'a

aidé durant les moments les plus pénibles.

À toute ma famille sans exception.

À mon binôme Mokhtar et sa famille.

À tous mes meilleurs amis.

Ahmed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

*À mon très cher frère (mouhamed amine) qui a sacrifié toute sa
vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mon frère.*

À toute ma famille.

À mon binôme Ahmed et sa famille.

À tous mes amis sans exception.

Mokhtar

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.	11
Tableau II.1: Caractéristiques d'escalier a trois volées type1	20
Tableau II.2. Sections préalables des poteaux.	23
Tableau II.3. Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.	24
Tableau II.4. Évaluation des charges sur le plancher étage courants.....	25
Tableau II.5. Évaluation des charges sur les balcons.....	26
Tableau II.6. Évaluation des charges du palier.	26
Tableau II.7. Évaluation des charges de la volée.....	27
Tableau II.8. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.....	28
Tableau. II.9. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau F2.	30 à 31
Tableau. II.10. Résultats de vérification à la compression simple pour le poteau F2....	32 à 33
Tableau. II.11. Résultat de vérification au flambement pour le poteau F2.....	34
Tableau. II.12. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau F2.	35
Tableau .II.13. Vérification de l'effort normal réduit (F2).	35
Tableau. II.14. Vérification de l'effort normal réduit après redimensionnement.	35
Tableau. II.15. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau F3	38 à 40
Tableau III.1. Les différents types des poutrelles.....	45
Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles..	45
Tableau III.3. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 1).	50
Tableau III.4. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 2)	55
Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 2)	55
Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 3)	56
Tableau III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 3)	56
Tableau III.8. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 4)	57
Tableau III.9. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 4)	57
Tableau III.10. Vérification de la flèche.....	69
Tableau III.11. Ferrailage des poutrelles	70
Tableau III.12. Vérification à l'ELU	70
Tableau III.13. Vérification des états limite de compression du béton	70
Tableau III.14. Vérification des états limite de la déformation	71
Tableau III.15. Résultats de ferrailage de la dalle plaine sur 3 appuis	74

Tableau III.16. Vérification de la flèche.....	76
Tableau III.17. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	78
Tableau III.18. Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	82
Tableau III.19. Ferrailage du deuxième type d'escalier.	87
Tableau III.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.	89
Tableau III.21. Résumé des résultats de ferrailage.....	92
Tableau III.22. Vérification de l'état limite de compression.....	95
Tableau III.23. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.	99
Tableau III.24. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties.	99
Tableau III.25. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.	103
Tableau III.26. Combinaison d'action.	106
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique.	119
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	120
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.	121
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces.	122
Tableau IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.....	123
Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.....	123
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	124
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux rectangulaires.	125
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux circulaires.	125
Tableau V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires Préconisés par le RPA99/V2003	128
Tableau V.2. Les sections minimales et maximales dans les poteaux circulaires Préconisés par le RPA99/V2003.	128
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.	129
Tableau V.4. Sollicitations dans les poteaux circulaires.	130
Tableau V.5. Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires.	130
Tableau V.6. Armatures longitudinales des poteaux circulaires.	130
Tableau V.7. Armature transversale des poteaux rectangulaires.....	131 à 132
Tableau V.8. Armatures transversales des poteaux circulaires.	132
Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux rectangulaires.	134
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux circulaires.	134
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux rectangulaires.	135
Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentiels pour les poteaux rectangulaires. .	136
Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentiels pour les poteaux circulaires.	137

Tableau V.14. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.	140
Tableau V.15. Les sollicitations les plus défavorables.....	140
Tableau V.16. Armatures longitudinales des poutres.....	140
Tableau V.17. Vérification de l'effort tranchant.	142
Tableau V.18. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	142
Tableau V.19. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.....	143
Tableau V.20. Moments résistant dans les poteaux rectangulaires.	145
Tableau V.21. Moments résistant dans les poteaux circulaires.....	146
Tableau V.22. Moments résistant dans les poutres.	146
Tableau V.23. Vérification de la zone nodale (étage courant).	146 à 147
Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.2m$ à tous les niveaux.....	151
Tableau V.25. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1m$ à tous les niveaux.....	152
Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.35m$ à tous les niveaux.....	152
Tableau V.27. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=2m$ à tous les niveaux.....	152
Tableau V.28. ferrailage le voile $V_{x1}=1.2m$ sur toute la hauteur.	153
Tableau V.29. ferrailage le voile $V_{x2} = 1m$ sur toute la hauteur.	154
Tableau V.30. Ferrailage du voile $V_{x3}=1.35m$ sur toute la hauteur.....	154
Tableau V.31. Ferrailage du voile $V_{y1} = 2 m$ sur toute la hauteur.	155
Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailages du radier.	163
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.....	165
Tableau VI.3. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.....	167
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.	168
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.....	168
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.	169
Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.	169
Tableau VI.8. Vérification des contraintes des nervures du radier.	170
Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.	175
Tableau VI.10. Vérification des contraintes.....	176

liste des figures

Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	9
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul	10
Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	13
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles	14
Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.	15
Figure II.4. Dalle sur deux appuis	16
Figure II.5. Dalle sur trois appuis.....	16
Figure II.6 Dalle sur 4 appuis.....	16
Figure II.7. Coupe verticale de l'escalier.	18
Figure II.8. Vue en plan de l'escalier.	19
Figure II.9. Schéma statique de l'escalier.....	19
Figure II.10. Schéma statique de -1 ^{er} volée	19
Figure II.11. Vue en plan d'un acrotère.....	21
Figure II.12. Coupe de voile en élévation.	22
Figure II.13. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.....	24
Figure II.14. Coupe transversale dans le plancher étage courant.	25
Figure II.15. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine	25
Figure II.16. Coupe des murs extérieurs et intérieurs.....	27
Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre de (2) travées.....	42
Figure III.2. Diagramme de moments des appuis pour une poutre à plus de (2) travées.	42
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (2) travées.	43
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (2) travées.	43
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle Type 1 étage courant.....	46
Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle Type 2	50
Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle Type 3	55
Figure III.8. Schéma statique de la poutrelle Type 3	56
Figure III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles Terrasse inaccessible.....	71
Figure III.10. Schéma de ferrailage des poutrelles Plancher étage courant+RDC.....	72
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	72

Figure III.12. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 3 appuis.....	77
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur un deux appuis.	80
Figure III.14. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis.....	85
Figure III.15. Vue en plan de l'escalier.....	85
Figure III.16. Schéma statique de 1 ^{er} volée.....	85
Figure III.17. Schéma statique avec chargement	86
Figure III.18. Section à ferrailer.....	87
Figure III.19. Schéma de ferrailage des escalier.....	90
Figure III.20. Schéma statique de la poutre palier	91
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	96
Figure III.22. Schéma statique et concept d'ascenseur	97
Figure III.23. Cage d'ascenseur.	97
Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.....	101
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	105
Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	111
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	116
Figure IV.2. Disposition des voiles.	117
Figure IV.3. 1 ^{er} mode de déformation(Translation suivant x-x).....	118
Figure IV.4. 2 ^{eme} mode de déformation (Translation suivant y-y).	118
Figure IV.5. 3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).	119
Figure V.1. Zone nodale	127
Figure V.2. Section d'un poteau.	135
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires.	138
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux circulaire	138
Figure V.5. Schéma de la zone nodale.....	145
Figure V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	147
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	147
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	148
Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres (terrasse inaccessible).	148
Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles.	150
Figure V.11. Schéma de répartition des voiles.	151
Figure V.12. Schéma d'un voile plein.	152
Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	155
Figure VI.1. Semelle isolée.....	157
Figure VI.2. Semelle filante.....	158
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier	165
Figure VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier	166

Figure VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.	167
Figure VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.	168
Figure VI.7. section à ferrailer.....	169
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x).....	172
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).....	173
Figure VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	174
Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	177

Symboles Et Notations

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal).
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
E_s	: Module de Young de l'acier.
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'âge de j jours.
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours.
F	: Force ou action en général.
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service.
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime.
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service.
N_u	: Effort normal de calcul ultime.
P	: Action permanente.
Q	: Action d'exploitation.
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime.
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile.
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre.
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
G	: Action permanente.
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre.
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre.
j	: Nombre de jours de maturité du béton.
L, l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).
 ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Table de matières

Introduction générale

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
1. Description de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
2. Caractéristiques structurales :.....	Erreur ! Signet non défini.
2.1. Les planchers :	Erreur ! Signet non défini.
2.2. L'ossature :.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3. Les escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
2.4. Les voile :	Erreur ! Signet non défini.
2.5. L'acrotère :.....	Erreur ! Signet non défini.
2.6. Balcons :.....	2
2.7. Les façades et les cloisons :	2
2.8. L'ascenseur :.....	2
2.9. L'infrastructure :.....	2
3. Règlements et normes utilisés :	Erreur ! Signet non défini.
4. Les états limitent :.....	Erreur ! Signet non défini.
4.1. Etat limite ultime (ELU) :.....	2
4.2. Etat limite de service :.....	3
5. Actions et sollicitations de calcul :	3
5.1. Les actions :.....	3
5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :.....	4
6. Les matériaux de constructions :	5
6.1. Béton :	5
6.2.L'acier:	Erreur ! Signet non défini.
7.Hypothèses de calcul.....	11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.1. Pré-dimensionnement des éléments :	Erreur ! Signet non défini.
II.1.1. Eléments secondaires :.....	Erreur ! Signet non défini.
1.Les planchers :	Erreur ! Signet non défini.

1.a. Plancher en corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
1.b. Plancher en dalle pleine :	Erreur ! Signet non défini.
II.1.2. éléments structuraux :	Erreur ! Signet non défini.
II.2. Evaluation des charges et les surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1. Plancher corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2. Plancher dalle pleine :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3. Les escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4 Murs extérieurs et intérieurs :	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Descente de charge pour le poteau F2 :	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1. Etudes des Planchers :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1. Plancher à corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1.1. Etude des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1.2. Les différents types de poutrelles:	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1.2. Etude de dalle de compression :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2. Plancher à dalle pleine :	Erreur ! Signet non défini.2
III.1.2.1. Dalle pleine sur trois appuis :	Erreur ! Signet non défini.2
III.1.2.2. Dalle pleine sur deux appuis :	Erreur ! Signet non défini.7
III.1.2.3. Dalle pleine sur quatre appuis	80
III.2. Etude des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.5
III.3. Etude l'ascenseur :	Erreur ! Signet non défini.7
III.4. Etudes de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.5

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.2
VI.1. Objectifs et exigences :	Erreur ! Signet non défini.2
VI.2. Méthodes de calcul :	Erreur ! Signet non défini.2
VI.2.1. Méthode statique équivalente :	Erreur ! Signet non défini.2
VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	Erreur ! Signet non défini.5
VI.3. Disposition des voiles :	Erreur ! Signet non défini.7
VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : ..	Erreur ! Signet non défini.9

VI.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques :	Erreur ! Signet non défini.20
VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :	Erreur ! Signet non défini.2
VI.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements :	Erreur ! Signet non défini.2
VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	Erreur ! Signet non défini.4
VI.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :	Erreur ! Signet non défini.5
Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.6

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Introduction :	Erreur ! Signet non défini.7
V.1. Etude des poteaux:	Erreur ! Signet non défini.7
V1.1. Recommandation du RPA 99/Version2003:	Erreur ! Signet non défini.7
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux:	Erreur ! Signet non défini.9
V1.3. Ferrailage des armatures longitudinales:	Erreur ! Signet non défini.0
V1.4. Ferrailage des armatures transversales:	Erreur ! Signet non défini.1
V.1.5. Vérification :	Erreur ! Signet non défini.3
V.1.6. Disposition constructive des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.7
V.2. Etude des poutres :	Erreur ! Signet non défini.8
V.2.1. Recommandation du RPA99/V2003 :	Erreur ! Signet non défini.9
V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003 :	Erreur ! Signet non défini.9
V.2.3. Sollicitations de calculs :	Erreur ! Signet non défini.40
V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales :	Erreur ! Signet non défini.40
V.2.5. Ferrailage des armatures transversales :	Erreur ! Signet non défini.1
V.2.6. Vérification :	Erreur ! Signet non défini.1
V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :	Erreur ! Signet non défini.7
V.3. Etude des voiles :	Erreur ! Signet non défini.9
V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :	Erreur ! Signet non défini.9
V.3.2. Disposition des voiles :	Erreur ! Signet non défini.1
V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles : ...	Erreur ! Signet non défini.1
V.3.4. Ferrailage des voiles :	Erreur ! Signet non défini.2
Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.6

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.	7
VI.1. Choix du type des fondations :	Erreur ! Signet non défini.	7
VI.2. Eudes des fondations :	Erreur ! Signet non défini.	7
1. Vérification de la semelle isolée :	Erreur ! Signet non défini.	7
2. Vérification des semelles filantes :.....	Erreur ! Signet non défini.	8
3. Vérification du radier générale :.....		159
3.1. Pré dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.	9
3.2. Vérifications nécessaires :	Erreur ! Signet non défini.	60
3.3. Ferrailage :.....	Erreur ! Signet non défini.	2
VI.3. Etude du voile périphérique :.....	Erreur ! Signet non défini.	3
Conclusion Générale		

Introduction

Introduction générale

EN Algérie les risque sismique sans surement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles.l' ingénieur en génie civil cherche tous jours un bon comportement dynamique de la structure, le choix de type de contreventement dépend de certaines considération a savoir la hauteur du bâtiment,la capacité portante du sol et les contrainte architectural .

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations (R+9en duplex) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminerleur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

Introduction :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment R+11 de type F3-F4 , contreventé par (voiles + portiques) à usage d'habitation est classé d'après les règles parasismiques algériennes «RPA99/version 2003 » dans le groupe d'usage 02.

L'ouvrage est situé à Tala Ouriane dans la commune de Bejaia , qui est classé en zone de sismicité IIa.

1. Description de l'ouvrage :

- Hauteur de RDC = 3.06 m.
- Hauteur de autres étage =3.06m.
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère = 36.72m.
- Longueur totale de Bâtiment = 23.50m.
- Largeur du Bâtiment = 18.45 m.

2. Caractéristiques structurales :

2.1. Les planchers :

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

2.2. L'ossature :

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99/version 2003 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II a qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

2.3. Les escaliers :

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

2.4. Les voile :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

2.5. L'acrotère :

Élément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps pour la terrasse accessible.

2.6. Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

2.7. Les façades et les cloisons :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

2.8. L'ascenseur :

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

2.9. L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol

3. Règlements et normes utilisés :

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

- RPA 99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.331(Règle de calcul des fondations superficielles).
- BAEL91/modifiées 99 (Béton armé aux états limites).

4. Les états limitent :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

4.1. Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites.

Les états limites sont :

- * Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- * Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage.
- * Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement).

4.2. Etat limite de service :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Les états limites sont :

- * Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- * la corrosion des armatures insuffisamment protégés, compromette la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- * Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

5. Actions et sollicitations de calcul :

5.1. Les actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

5.1.1. Action permanent (G) :

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

- * poids propre des structures.
- * poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- * Force exercée par le poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- * Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

5.1.2. Action variable (Q) :

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

- * Charges d'exploitation.
- * Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- * Action passagère en cours d'exécution.

5.1.3. Action accidentelle (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer : les chocs, les séismes, les explosions, les feux.

5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'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.

5.2.1. Combinaison d'action à l'ELU:

➤ **Situation durable ou transitoire :**

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

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91} \text{ (article A.3.3, 21).}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant.} \\ \Psi_{0i} : \text{ Coefficient de pondération.} \end{array} \right.$

➤ **Situations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1i}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \text{ (i>1)}$$

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.

$$\Psi_{1i} = \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \text{ Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 \text{ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 \text{ Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{array} \right.$$

5.2.2. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL 91} \text{ (article A.3.3, 3).}$$

$\Psi_{0i} = 0,6$ 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.

6. Les matériaux de constructions :

6.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance au feu.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

6.1.1. Les constituants du béton :

6.1.1.2. Le Ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

6.1.1.3. Les Granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant du concassage des roches.

6.1.1.4. Les Adjuvants :

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dans le but d'améliorer certaines propriétés, donc on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et retardateurs de prise.

6.1.2. Composition et dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...).

La composition pour un mètre cube (1m^3) de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA 325;
- 400 litres de sable de diamètre < 5mm;
- 800 litres de gravier de diamètre 8/15 et 15 / 25mm;
- 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5.

6.1.3. Caractéristiques mécaniques de béton :

6.1.3.1. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique.

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 $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j \leq 28j \\ \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \text{ si } j \leq 28j \\ 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1}) \quad f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j >$$

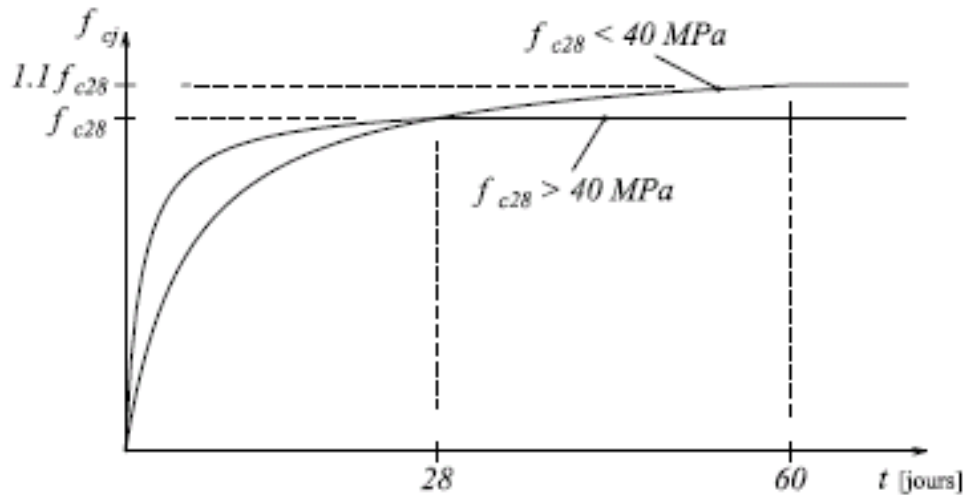


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25MPa .

On prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

6.1.3.2. 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 :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \text{ (CBA93 article A.2.1.1.2)} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa}. \end{cases}$$

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

6.1.3.3. Contrainte ultime de cisaillement (debéton) :

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

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

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

Donc : $\tau_{Adm} = 3.33 \text{ Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5 \text{ Mpa}$ fissuration préjudiciable.

6.1.3.4. Module déformation longitudinale du béton:

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantanés de la durée inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égale :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}, \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3 E_{vj}$, Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton:

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPa}$$

6.1.3.5. Coefficient de poisson :

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

6.1.3.6. Module d'élasticité transversale au cisaillement :

Le module d'élasticité G est donné par la formule suivante :

E

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

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

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

➤ Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

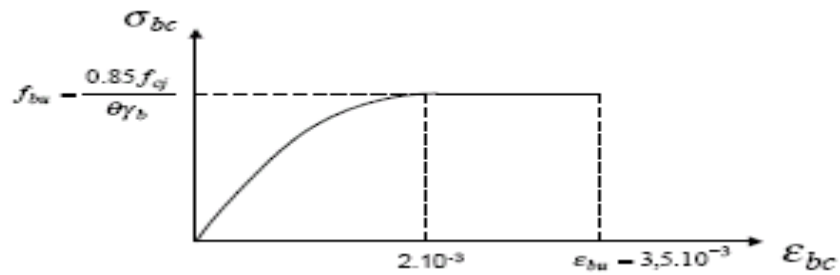


Figure I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * \left\{ 0.3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) \right. & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2.0 / 100 \\ \left. 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \right\} & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 / 100 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(cas courants)} \\ 1.15 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

6.2.L'acier:

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 $f_e = 400\text{MPa}$
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 $f_e = 235\text{MPa}$

6.2.1.Contraintes de calcul aux états limites :

6.2.1.1.Etat Limite Ultime :

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\epsilon_s} & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$

➤ **Diagramme des contraintes – déformations (acier)** (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

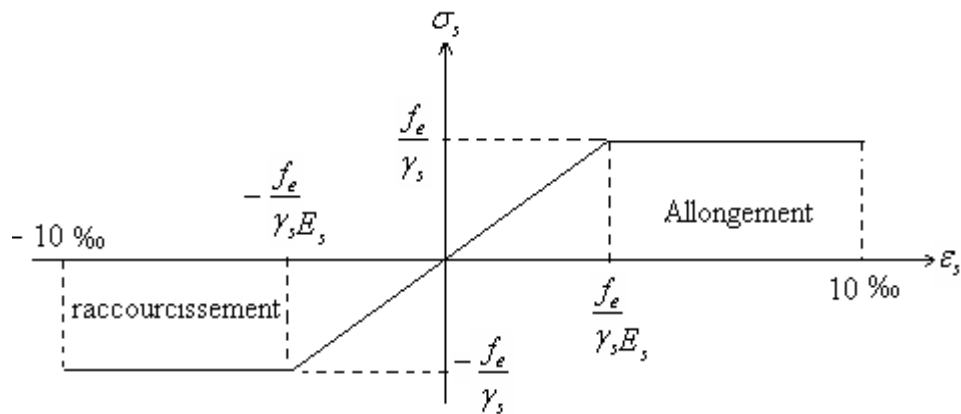


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

6.2.1.2. Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

➤ **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

η : coefficient de fissuration tel que : $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**
Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e \quad , \quad 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

6.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Rondslisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillisoudes	FeE500	500	550	12

7. Hypothèses de calcul

❖ **ELS:**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

❖ **ELU:**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.

- Les déformations des sections sont limitées à:
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Afin de pré-dimensionner les éléments structuraux de notre bâtiment nous nous sommes référés aux exigences du RPA 99(version 2003), BAEL 91, DTR et du CBA93.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1. Eléments secondaires :

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 murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

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

1.a. Plancher en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ CBA93(Article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
 h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{455-30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,88\text{cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (16+4)cm.

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$$

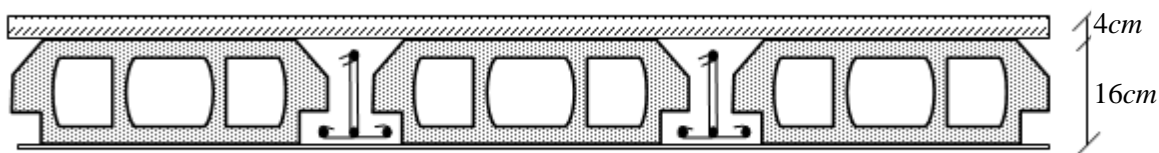


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Poutrelles :

➤ **Définition :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

➤ **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 la figure (figure II.2).

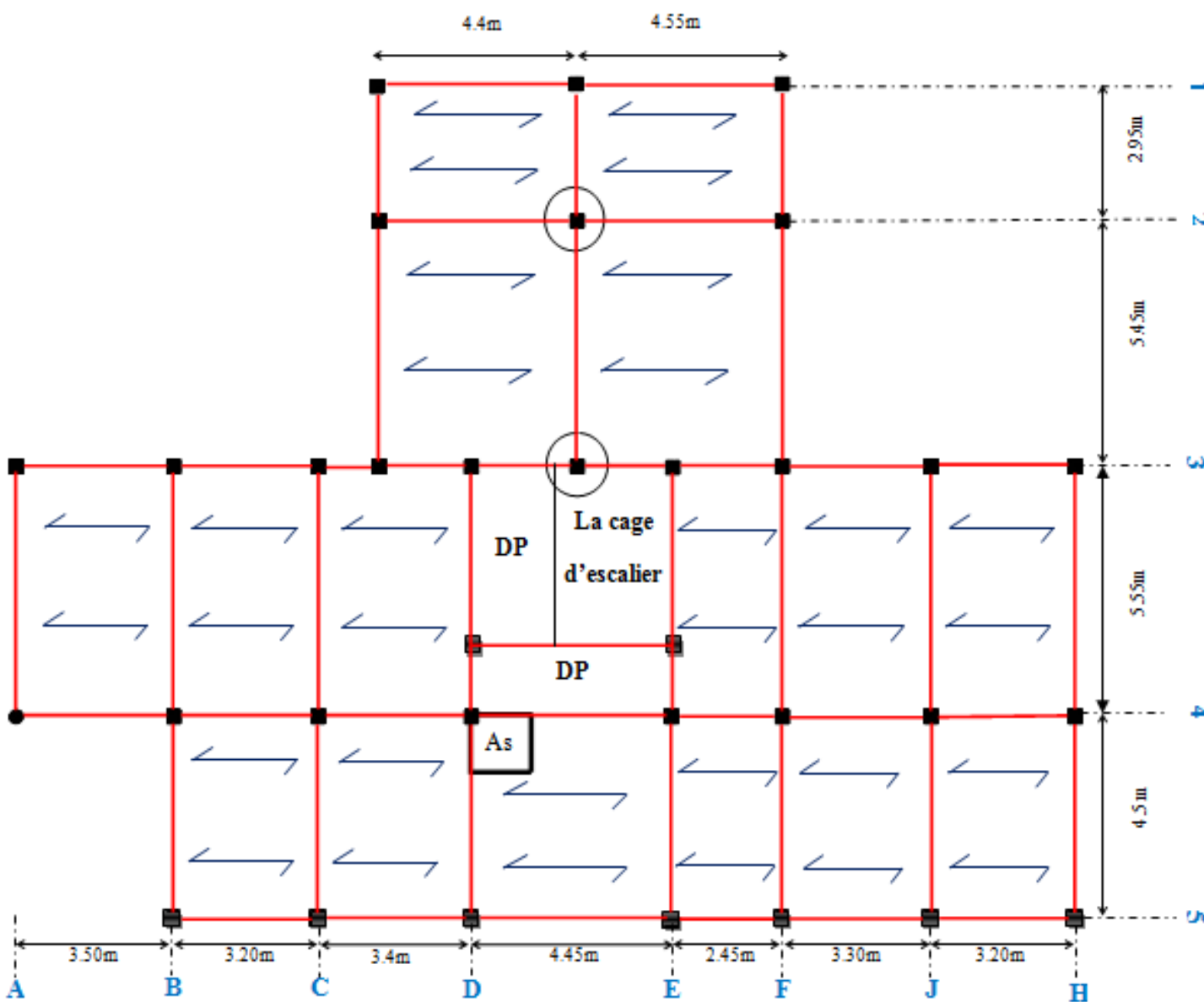


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression :

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

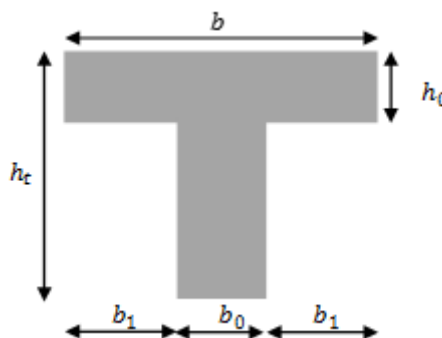


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h_t = (0.8 \text{ à } 1.2) \text{ m}$$

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

→ Pour des raisons constructives d'après *BAEL91*.

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

$$L_y = 245 - 30 = 215 \text{ cm}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y = 215 \text{ cm}$.

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{215}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5 ; 21.5)$$

Soit : $b_1 = 21.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b \leq 2 \times 21.5 + 10 \Rightarrow b \leq 53 \text{ cm}$$

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

1.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 :

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

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

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

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

➤ Coupe-feu :

$e \geq 7cm \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11cm \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.(CBA93).

$e \geq 14cm \rightarrow$ Pour quatre heures de coupe-feu.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur 4 appuis.

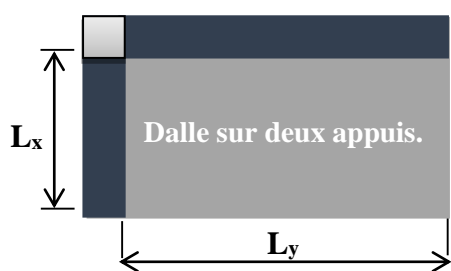


Figure II.4. Dalle sur deux appuis.

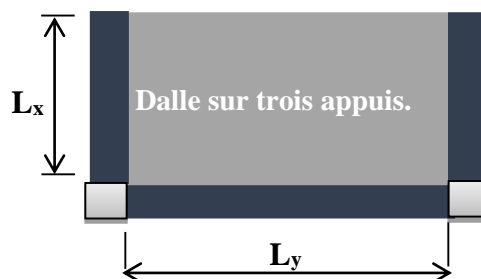


Figure II.5. Dalle sur trois appuis appuis.

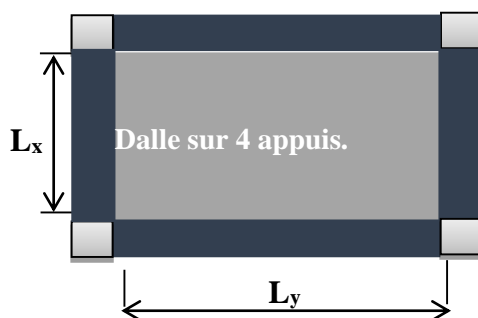


Figure II.6 Dalle sur 4 appuis appuis.

* **Dalle sur trois appuis :**

les balcons :

Type 01 : $L_x=110\text{cm}$; $L_y=505\text{cm}$

$$\rho = \frac{110}{505} = 0.217 < 0.4 \Rightarrow \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \Rightarrow 3.14 \leq e \leq 3.66$$

Type 02 : $L_x=120\text{cm}$; $L_y=415\text{cm}$

$$\rho = \frac{120}{415} = 0.289 < 0.4 \Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3.42 \leq e \leq 4$$

Type 03 : $L_x=27.5\text{cm}$; $L_y=265\text{cm}$

$$\rho = \frac{27.5}{265} = 0.103 < 0.4 \Rightarrow \frac{27.5}{35} \leq e \leq \frac{27.5}{30} \Rightarrow 0.785 \leq e \leq 0.916$$

* **Dalle sur 2 appuis :***Type 01 :*On a : $L_x=1.2\text{m}$; $L_y=2.2\text{m}$.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 3.42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}.$$

* **Dalle sur 4 appuis :**On a : $L_x=1.7\text{m}$; $L_y=4.15\text{m}$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow 3.77\text{cm} \leq e \leq 10.37\text{cm}.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant le critère coupe feu, d'où on opte pour une épaisseur de 15cm pour les balcons.

2. Les escaliers :➤ **Terminologie :**

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

- **Lamarche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contre marche** 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.

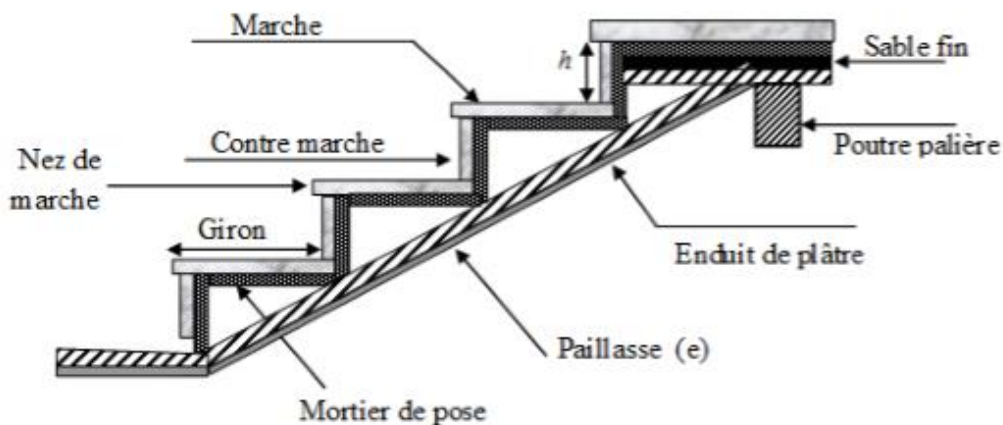


Figure II.7. Coupe verticale de l'escalier.

➤ **Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$ (1)

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

- Avec :
- $n - 1$: Nombre de marches.
 - L : Longueur de la volée.
 - n : Nombre de contre marches.
 - H : La hauteur de la volée.

➤ Type d'escalier *RDC et étages courants* :

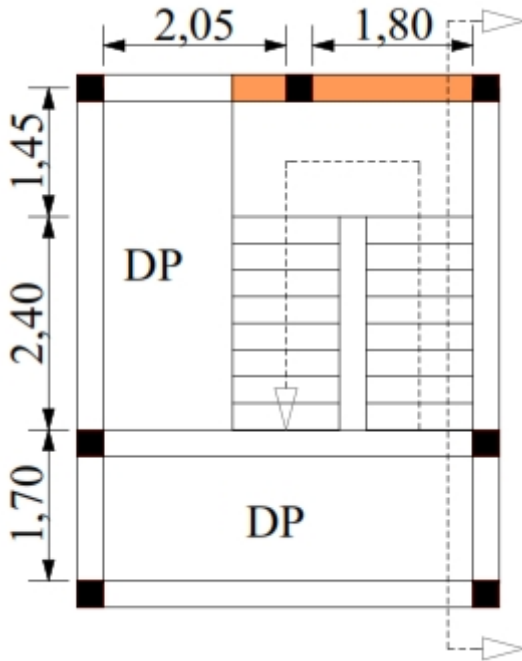


Figure II.8. Vue en plan de l'escalier.

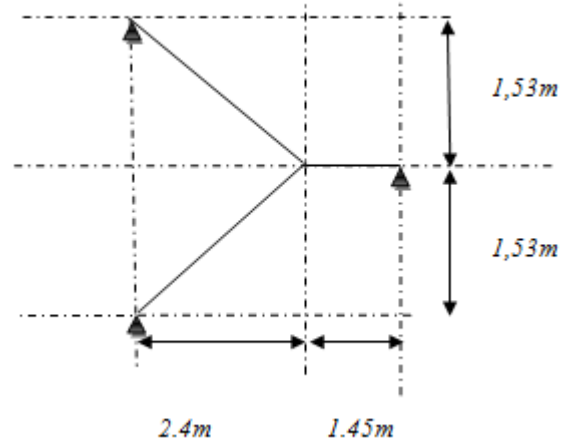


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + L_n \approx 0.64 \times n \times (n-1).$$

Pour déterminer "n" on doit résoudre

L'équation suivante :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

- 1^{er} volée :

▪ Calcul du nombre de marches et de contre marches :

On a : $L_0 = 240\text{cm}$; $H = 1.53\text{m}$

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

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

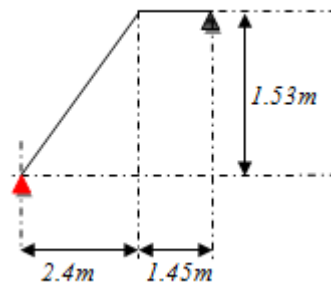


Figure II.10. Schéma statique de -1^{er} volée

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche est } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche est } h = 17\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Palier} = 1.45 > 4g = 4 \times 0,30 = 1,2\text{m}$$

$$\Rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} < 66\text{cm.}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = 1.45 + \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 4.29m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{429}{30} \leq e \leq \frac{429}{20} \Rightarrow 14.42cm \leq e \leq 21.48cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

Tableau II.1: Caractéristiques d'escalier a trois volées type I

	H étages (m)	Volée	H ₀ (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α (°)	N ^{bre} de contremarche	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
RDC et étages courants	3.06	1	1.53	2.4	32.51	9	17	30	15
		2	1.53	2.4	32.51	9			

3. Acrotère de la terrasse inaccessible :

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architectures, la surface de l'acrotère est :

$$S = (0.5 \times 0.15) + (0.1 \times 0.2) + (0.18 \times 0.1) + (0.18 \times 0.1) / 2 = 0.122m^2.$$

Le poids propre: $p = 0.122 \times 25 = 3.05 \text{ kN/ml}$.

Enduit de ciment intérieur: $G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 1.035 = 0.414 \text{ KN / ml}$

Enduit de ciment extérieur: $G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.7 = 0.21 \text{ KN / ml}$

$G_{acro} = 3.674 \text{ KN/m}$

$Q_{acro} = 1.00 \text{ KN/m}$

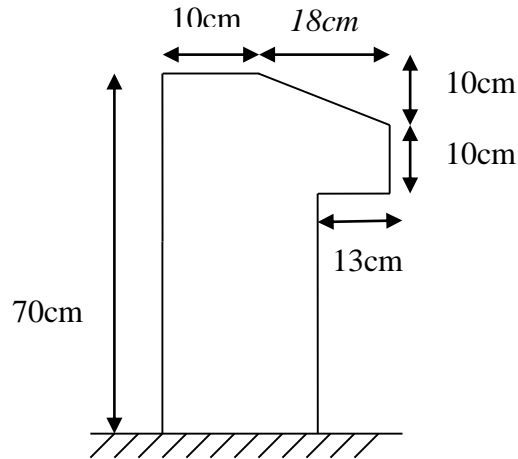


Figure II.11. Vue en plan d'un acrotère.

II.1.2. Eléments structuraux :

1. Les poutres :

1.a . Les poutres principales [P.P] :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{max} = 555 - 40 = 515 \text{ cm} \Rightarrow \frac{515}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 51.5 \text{ cm}$$

On prend :

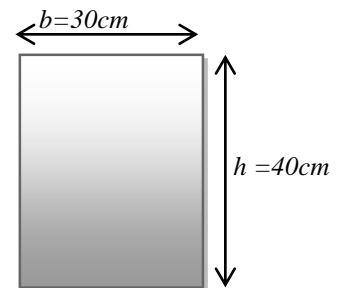
On adopte une hauteur (h_{pp}) égale à 45cm.

La largeur (b) est comprise entre (0.3 à 0.7) h_{pp} .(BAEL 91).

soit : $b = 30 \text{ cm}$.

Donc adopte pour une section rectangulaire

$$(b_{pp} \times h_{pp}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$



Vérification des exigences de RPA 99 (article 7.5.1).

$b_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

$h_{pp} = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

$\frac{1}{4} \leq \left(\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1.33\right) < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié}$

1.b Les poutres secondaires [P. S] :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la

condition suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{max}}{10}$ (Condition de flèche).

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h_{PS} : Hauteur de la poutre secondaire.

$$L_{max} = 455 - 30 = 425cm \Rightarrow \frac{425}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{425}{10}$$

$$\Rightarrow 28.33cm \leq h_{PS} \leq 42.5cm.$$

On prend : $h_{PS} = 40$ cm.

La largeur (b) est comprise entre (0.3 à 0.7) h_{pp} , soit $b = 30$ cm.

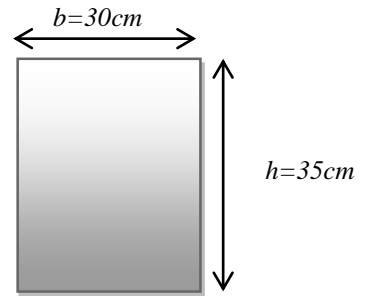
On adopte pour une section rectangulaire ($b_{PS} \times h_{PS}$) = (30 × 30) cm².

Vérification des exigences de RPA 99 (article 7.5.1).

$$b_{ps}=30 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

$$h_{ps}=35 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_{ps}}{b_{ps}} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$



2. Les voiles de contreventement :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux(séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99V2003 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ (Art.7.7.1 [1]).}$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage

e : Épaisseur du voile.

pour RDC et les étages courants

$$h_e = 306 - 20 = 286cm$$

donc $e \geq 14.3cm$

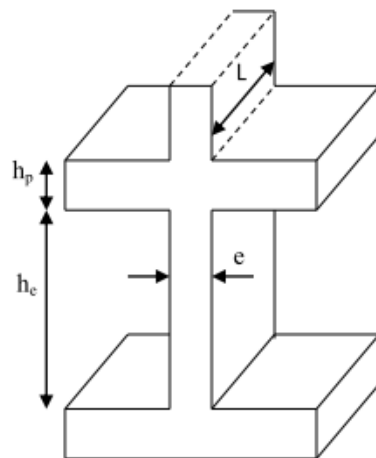


Figure II.12. Coupe de voile en élévation.

Conclusion partielle :

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs sont comme suit :

- $\ell = 15\text{cm}$ pour le RDC et les étages courants.

3. Les poteaux :**3.1. Poteaux rectangulaires :**

Ce sont des éléments en béton armé ; carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée.

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les exigences du (RPA99v2003 l'article 7.4.1):

- * $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$.
- * $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$.
- * $0.25 < \frac{b}{h} < 4$.

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies comme suite :

Tableau II.2. Sections préalables des poteaux.

Etages	RDC , 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	10 ^{ème} , 11 ^{ème}
Poteaux (b×h) cm ²	45×45	45×40	40×40	30×30

3.2 Poteaux circulaires :

Les conditions du RPA99 / V 2003 sont vérifiées pour tous les poteaux.

Pour les poteaux circulaires, le diamètre <D >devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$D \geq 35\text{cm} \quad \text{en zone II}$$

$$D \geq h_e/15$$

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

(RPA 99 / V2003)

II.2. Evaluation des charges et les surcharges :

II.2.1. Plancher corps creux :

a. Plancher terrasse inaccessible :

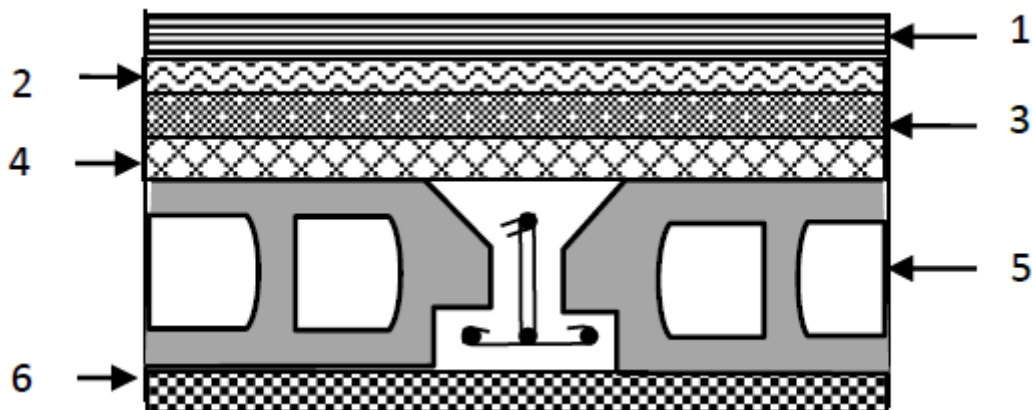


Figure II.13. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3. Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.

N ^o	Description	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Poids (G) (KN/m ²)
1	Gravionsroulé de protection	0.05	20.0	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Forme de pente	0.10	22.0	2.20
4	Isolation thermique en liège	0.04	4.00	0.16
5	Enduit de ciment	0.02	20.0	0.40
6	Planche en corps creux	0.20	/	2.80
Charge permanente total				G = 6.68
				Q = 1.00

b. Plancher des étages courants :

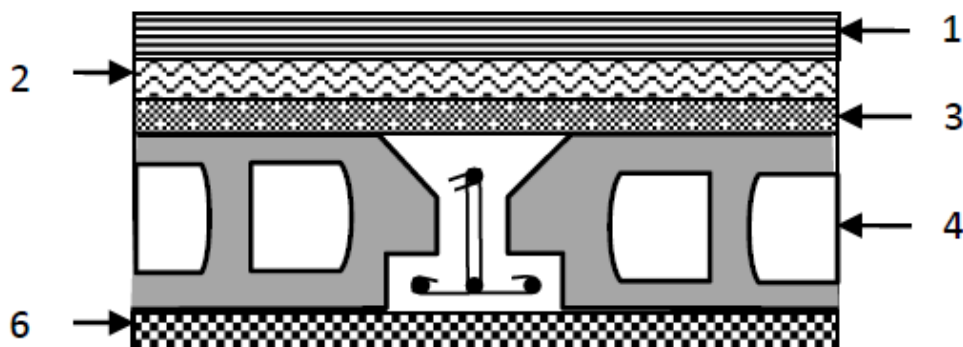


Figure II.14. Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.4. Évaluation des charges sur le plancher étage courant.

N ^o	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en	0.02	22.0	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.0	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.0	0.54
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
5	Plancher à corps	0.20	/	2.80
6	Cloison de séparation	0.10	9.00	0.90
Charge permanente total				G = 5.28
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

II.2.2. Plancher dalle pleine :

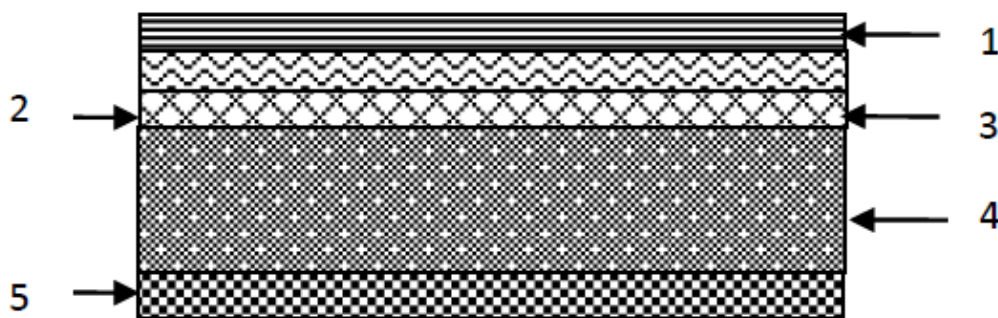


Figure II.15. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Les balcons :

Tableau II.5. Évaluation des charges sur les balcons.

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Balcons	0.15	25	3.75
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente total				G = 5.22
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

II.2.3. Les escaliers :

➤ **Palier :**

Tableau II.6. Évaluation des charges du palier.

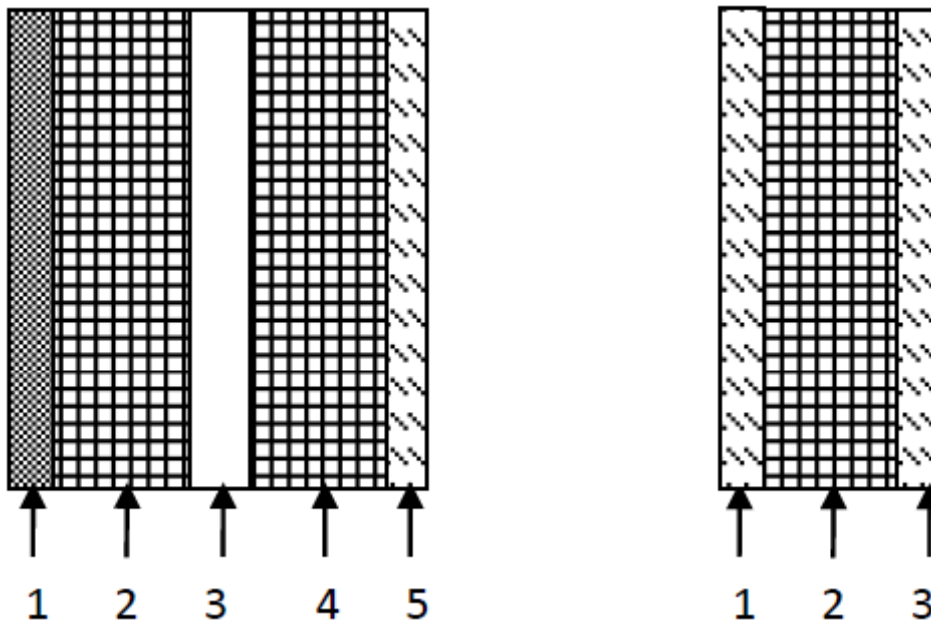
N°	Description	Epaisseur e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Paillasse	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total				G = 5.27
Charge d'exploitation				Q = 2.5

➤ Volée :

Tableau II.7. Évaluation des charges de la volée.

N°	Description	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de pose	0.02	18	0.36
4	Paillasse	0.15	25/(cosα)	4.44
5	Gardes corps	/	/	0.6
6	Marches	0.085	22	1.87
7	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente total				G = 8.43
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

II.2.4 Murs extérieurs et intérieurs :



Murs extérieurs.

Murs intérieurs.

Figure II.16. Coupe des murs extérieurs et intérieurs.

➤ **Murs extérieurs :**

Tableau II.8. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.

N°	Description	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	0.15	9	1.30
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Charge permanente total				G = 2.62

II.3. Descente de charge pour le poteau F2 :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou 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.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

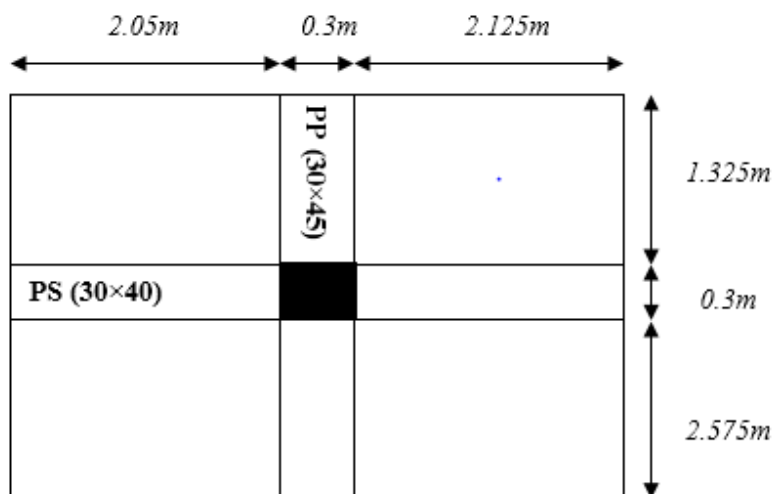
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour les poteaux (F2)

- **Calcul des charges revenantes au poteau F2 :**



❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.325 \times 2.125) + (2.125 \times 2.575) + (1.325 \times 2.05) + (2.575 \times 2.05)$$

$$S = 16.283$$

$$G_{ti} = 6.68 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.68 \times 16.283 = 108.77 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 16.283 = 16.283 \text{ KN/m}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$S = 16.283 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.28 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.28 \times 16.283 = 85.974 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 16.283 = 24.424 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres :**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 3.9 \times 25 = 13.163 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 4.475 \times 25 = 13.425 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux :**

*R.D.C, 1er, 2eme, 3eme étage : section des poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

$$P = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.491 \text{ KN}$$

*4eme, 5eme, 6eme étage : section des poteaux $(45 \times 40) \text{ cm}^2$

$$P = 0.45 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 13.77 \text{ KN}$$

*7eme, 8eme, 9eme étage : section des poteaux (40× 40) cm²

$$P = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

*10eme, 11eme étage: section des poteaux (30 ×30) cm²

$$P = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

Tableau. II.9. Descente de charge pour le poteau F2.

Niveaux	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N 0	-Plancher terrasse inaccessible	108.77	16.283
	-Poutre principale (30 × 45)	13.163	
	-Poutre secondaire (30× 40)	12.525	
N 1	-G venant de N 0	134.458	40.707
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (30 × 30)	6.885	
N 2	-G venant de N 1	253.005	62.688
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (30 × 30)	6.885	
N 3	-G venant de N 2	371.552	82.228
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	
N 4	-G venant de N 3	495.454	99.324
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	
N 5	-G venant de N 4	619.356	113.979
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	

N 6	-G venant de N 5	743.258	126.191
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 7	-G venant de N 6	868.69	138.403
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 8	-G venant de N 7	994.122	150.615
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 9	-G venant de N 8	1119.554	162.827
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
N 10	-G venant de N 9	1246.707	175.039
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
N 11	-G venant de N 10	1373.86	187.251
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
N 12	-G venant de N 11	1501.013	199.463
	-Plancher étage courant	85.974	
	-Poutres	25.688	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
	Total	1628.166	199.463

$$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t \Rightarrow N_u = (1.35 \times 1628.166) + (1.5 \times 199.463)$$

$$N_u = 2497.219 \text{ KN}$$

$$N_s = G_t + Q_t \Rightarrow N_s = 1628.166 + 199.463 = 1827.629 \text{ KN}$$

• **Vérification :**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u = 2497.219 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 2746.94 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau. II.10. Résultats de vérification à la compression simple pour le poteau F2.

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	B_{cal} (m ²)	B_{adop} (m ²)	Observations
11 ^{ème} étage	253.005	40.707	442.879	0.031	0.090	Vérifié
10 ^{ème} étage	371.552	62.688	655.189	0.046	0.090	Vérifié
9 ^{ème} étage	495.454	82.228	871.425	0.061	0.160	Vérifié
8 ^{ème} étage	619.356	99.324	1083.628	0.076	0.160	Vérifié
7 ^{ème} étage	743.258	113.979	1291.803	0.091	0.160	Vérifié
6 ^{ème} étage	868.69	126.191	1362.018	0.096	0.180	Vérifié
5 ^{ème} étage	994.122	138.403	1704.636	0.120	0.180	Vérifié
4 ^{ème} étage	1119.554	150.615	1911.052	0.135	0.180	Vérifié
3 ^{ème} étage	1246.707	162.827	2120.024	0.149	0.202	Vérifié
2 ^{ème} étage	1373.86	175.039	2328.996	0.164	0.202	Vérifié

1 ^{er} étage	1501.013	187.251	2537.968	0.179	0.202	Vérifié
RDC	1628.166	199.463	2746.94	0.193	0.202	Vérifié

a. Critère de stabilité de forme (flambement) :

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2)*(b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

avec $i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b^3 * h}{12}$

D'après le BAEL91 : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.11. Résultat de vérification au flambement pour le poteau F2.

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴) $\times 10^{-3}$	i (m)	λ	α	Nu (KN)	Br cal (m ²)	Br adop (m ²)
11 ^{ème} étage	2.61	1.827	0.675	0.087	21	0.793	442.879	0.025	0.078
10 ^{ème} étage	2.61	1.827	0.675	0.087	21	0.793	655.189	0.038	0.078
9 ^{ème} étage	2.61	1.827	2.133	0.115	15.887	0.816	871.425	0.048	0.144
8 ^{ème} étage	2.61	1.827	2.133	0.115	15.887	0.816	1083.628	0.060	0.144
7 ^{ème} étage	2.61	1.827	2.133	0.115	15.887	0.816	1291.803	0.072	0.144
6 ^{ème} étage	2.61	1.827	3.037	0.130	14.054	0.823	1362.018	0.075	0.163
5 ^{ème} étage	2.61	1.827	3.037	0.130	14.054	0.823	1704.636	0.094	0.163
4 ^{ème} étage	2.61	1.827	3.037	0.130	14.054	0.823	1911.052	0.105	0.163
3 ^{ème} étage	2.61	1.827	3.417	0.130	14.054	0.823	2120.024	0.122	0.185
2 ^{ème} étage	2.61	1.827	3.417	0.130	14.054	0.823	2328.996	0.129	0.185
1 ^{er} étage	2.61	1.827	3.417	0.130	14.054	0.823	2537.968	0.140	0.185
RDC	2.61	1.827	3.417	0.130	14.054	0.823	2746.94	0.152	0.185

Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1) :

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risquent de flambement.

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

- $\min (h, b) \geq 25$ cm
- $\min (h, b) \geq h_e/2$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$.

Tableau .II.12. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau F2.

Poteaux	45×45 (cm ²)	45×40 (cm ²)	40×40(cm ²)	30×30(cm ²)
min (b, h)≥25	45	40	40	30
min (b, h)≥	13.05	13.05	13.05	13.05
0,25< b/h <4	1	0.89	1	1
Observations	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par

la condition suivante :
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

Tableau .II.13. Vérification de l'effort normal réduit (F2).

Niveaux	Section	B _c (cm ²)	N _d (KN)	V	Observation
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	45 × 45	2025	2497.219	0.493	Non vérifie
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45 × 40	1800	1737.32	0.386	Non vérifie
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40 × 40	1600	1174.367	0.279	Vérifie
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	30 × 30	900	595.627	0.265	Vérifie

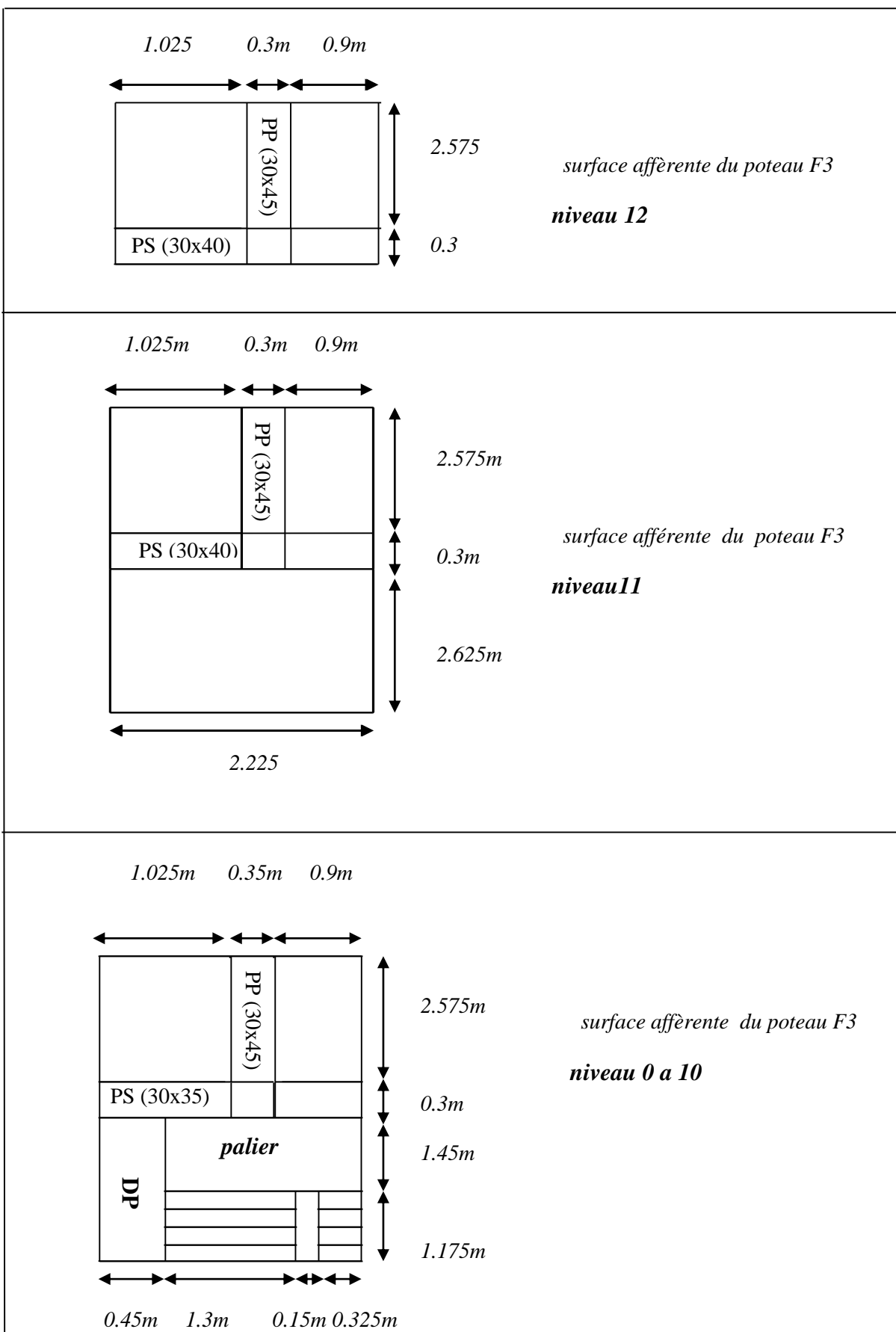
On remarque que, la condition n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des poteaux de telle sorte que cette condition soit vérifiée.

Tableau .II.14. Vérification de l'effort normal réduit après redimensionnement.

Niveaux	Section	B _c (cm ²)	N _d (KN)	V	Observation
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	60 × 60	2025	2497.219	0.277	Vérifie
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50 × 50	1800	1737.32	0.278	Vérifie
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40 × 40	1600	1174.367	0.279	Vérifie
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	30 × 30	900	595.627	0.265	Vérifie

Les conditions de l'effort normal réduit sont vérifiées

- Calcul des charges revenantes au poteau F3 :



❖ **Plancher terrasse inaccessible niveau 12 :**

La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = (2.575 \times 0.9) + (2.575 \times 1.025)$$

$$S = 4.956$$

$$G_{ti} = 6.68 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.68 \times 4.956 = 33.10 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 4.956 = 4.956 \text{ KN}$$

❖ **Plancher niveau 11**

$$S = S_1 + S_2 = (2.575 \times 0.9) + (2.575 \times 1.025) = 4.956 \text{ m}^2$$

$$S = (2.625 \times 2.225) = 5.84 \text{ m}^2$$

$$G_{pc} = 5.28 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.28 \times 4.956 = 26.167 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 4.956 = 7.434 \text{ KN}$$

$$G_{ti} = 6.68 \times 5.84 = 39.011 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 5.84 = 5.84 \text{ KN}$$

❖ **Plancher niveau 0 a 10 :**

$$S = (2.575 \times 0.9) + (2.575 \times 1.025) = 4.956 \text{ m}^2$$

$$G_{pc} = 5.28 \times 4.956 = 26.167 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 4.956 = 7.434 \text{ KN}$$

❖ **Escaliers :**

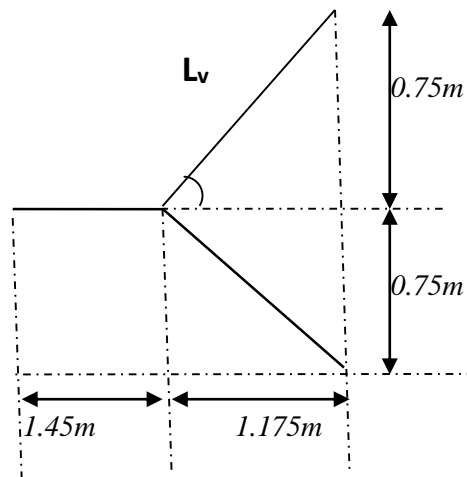
$$S_v = 1.3 \times L_v + 0.325 \times L_v$$

$$\cos \alpha = 1.175 / L_v \Rightarrow L_v = 1.175 / \cos 32.51 = 1.39 \text{ m}$$

$$S_v = (1.3 \times 1.39) + (0.325 \times 1.39) = 2.258 \text{ m}^2$$

$$G = G_v \times S_v = 8.43 \times 2.258 = 19.034 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 2.258 = 5.645 \text{ KN}$$



❖ **Palie:**

$$S_p = (1.775 \times 1.45) = 2.573 \text{ m}^2$$

$$G = G_p \times S_p = 5.27 \times 2.573 = 13.559 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 2.573 = 6.432 \text{ KN}$$

❖ **Dalle pleine :**

$$S_p = (0.45 \times 2.625) = 1.181 \text{ m}^2$$

$$G = G_{dp} \times S_{dp} = 5.22 \times 1.181 = 6.166 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \times 1.181 = 4.133 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres niveau 12 :**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 2.575 \times 25 = 8.690 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 1.925 \times 25 = 5.775 \text{ KN}$$

❖ **poids des poutres niveau 11 :**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 2.575 \times 25 = 8.690 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 1.925 \times 25 = 5.775 \text{ KN}$$

❖ poids des poutres *niveau 0 a10* :

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 2.575 \times 25 = 8.690 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 1.925 \times 25 = 5.775 \text{ KN}$$

❖ Poids des poteaux

*R.D.C, 1er, 2eme, 3eme étage : section des poteaux (45 × 45) cm²

$$P = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.491 \text{ KN}$$

*4eme, 5eme, 6eme étage : section des poteaux (45× 40) cm²

$$P = 0.45 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 13.77 \text{ KN}$$

*7eme, 8eme, 9eme étage : section des poteaux (40× 40) cm²

$$P = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

*10eme, 11eme étage: section des poteaux (30 ×30) cm²

$$P = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

Tableau. II.15. descente de charge pour le poteau F3

Niveaux	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N 0	-Plancher terrasse inaccessible	33.10	4.956
	-Poutres	14.465	
N 1	-G venant de N 0	47.565	18.23
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Plancher terrasse inaccessible	39.011	
	-Poutres	14.465	
	-Poteau (30 × 30)	6.885	
N 2	-G venant de N 1	134.093	22.274
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (30 × 30)	6.885	
N 3	-G venant de N 2	220.369	42.642
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	41.82	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	

N 4	-G venant de N 3	339.355	60.646
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	
N 5	-G venant de N 4	430.986	76.285
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (40 × 40)	12.24	
N 6	-G venant de N 5	522.617	89.560
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 7	-G venant de N 6	615.778	102.420
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 8	-G venant de N 7	708.939	115.020
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 40)	13.77	
N 9	-G venant de N 8	802.1	127.448
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	

N 10	-G venant de N 9	896.982	139.754
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
N 11	-G venant de N 10	991.864	151.972
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
N 12	-G venant de N 11	1086.746	164.124
	-Plancher étage courant	26.167	
	-Poutres	14.465	
	-escaliers	38.759	
	-Poteau (45 × 45)	15.491	
	Total	1181.628	164.124

$$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t \Rightarrow N_u = (1.35 \times 1181.628) + (1.5 \times 164.124)$$

$$N_u = 1841.38 \text{ KN}$$

$$N_s = G_t + Q_t \Rightarrow N_s = 1181.628 + 164.124 = 1345.752 \text{ KN}$$

Conclusion :

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

❖ Les sections des poteaux :

- Poteaux RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} (45 × 45) cm²
- Poteaux 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} (45 × 40) cm²
- Poteaux 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} (40 × 40) cm²
- Poteaux 10^{ème}, 11^{ème} (30 × 30) cm²

❖ Les sections des poutres :

- Poutre principale (30 × 45) cm²
- Poutre secondaire (30 × 40) cm²

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories :

- élément secondaire.
- élément principale.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination la section de l'acier nécessaire pour reprendre les charges.

III.1. Etudes des Planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.1.1. Plancher à corps creux :

III.1.1.1. Etude des poutrelles :

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

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire

❖ Condition d'application de la méthode forfaitaire

- 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)

❖ Moment au niveau des appuis intermédiaire

Le moment sur l'appui et calcul comme le suit :

- $0.6 M_0 \rightarrow$ Pour les poutrelles a deux travées.
- $0.5 M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées
- $0.4 M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Avec : M_0 est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré

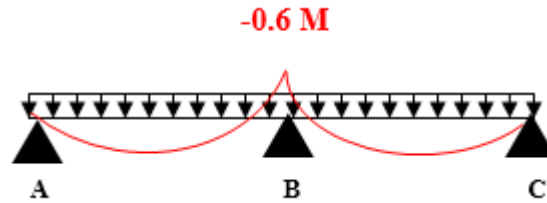


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre de (2) travées.

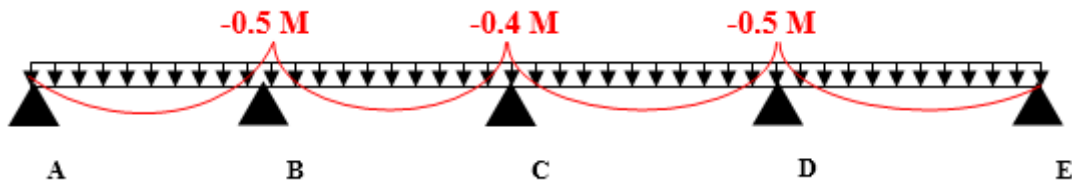


Figure III.2. Diagramme de moments des appuis pour une poutre à plus de (2) travées.

❖ **Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

Avec :

- M_g moment au niveau de l'appui gauche.

- M_d moment au niveau de l'appui droit.

- $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ le rapport des charges d'exploitation et permanente.

❖ Effort tranchant

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

Les efforts tranchants sont majoré de :

- 15 % si la poutre et à deux travées.
- 10 % si la poutre et à plus de deux travées.

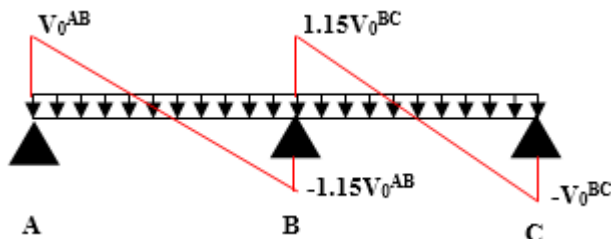


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (2) travées.

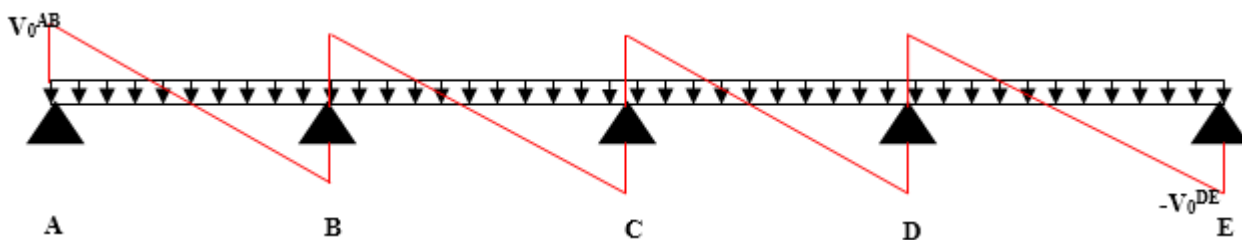


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (2) travées.

b. Méthode de Caquot

➤ Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ Moment en appuis

$$M_i = \frac{P_g \times (L'g)^3 + P_d \times (L'd)^3}{8.5 \times (L'g + L'd)}$$

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

➤ **Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

On isole la travée, on trouve :

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

$$\text{Avec: } M_0(X) = \frac{x}{2}(L - x)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0 \Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec : V_i : effort tranchant de l'appui i

V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

c. Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par $G' = (2/3) G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G .

III.1.1.2. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types des poutrelles

types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

III.1.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

A l'ELU : $P_u = 0.65 \times (1.35 G + 1.5 Q)$.

A l'ELS : $P_s = 0.65 \times (G + Q)$.

Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher étage courant + RDC	5.28	1.5	6.096	4.407
Terrasse inaccessible	6.68	1	6.837	4.992

III.1.1.4. Calcul des sollicitations :

❖ Poutrelle type 1 :

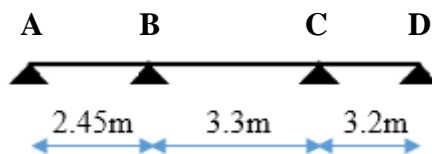


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle Type 1 étage courant

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$Vérifiée.
- $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \geq 0.531 \leq 1.2$ n'est pas Vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée.
- F.P.N..... Vérifiée.

On voit que la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minorée. On remplace G par G' seulement dans le calcul des moments aux appuis.

◆ Plancher étage courant

$$G' = \frac{2}{3} G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} 5.28 = 3.52 \text{ KN/m}^2$$

❖ A'ELU :

$$q'_u = (1.35 \times G') + (1.5 \times Q) \Rightarrow q'_u = (1.35 \times 3.52) + (1.5 \times 1.5)$$

$$\Rightarrow q'_u = 7.002 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_u = 0.65 \times q_u \Rightarrow P'_u = 0.65 \times 7.002$$

$$\Rightarrow P'_u = 4.551 \text{ KN/m}^2$$

❖ A'ELS :

$$q'_s = G' + Q \Rightarrow q'_s = 3.52 + 1.5$$

$$\Rightarrow q'_s = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_s = 0.65 \times q_s \Rightarrow P'_s = 0.65 \times 5.02$$

$$\Rightarrow P'_s = 3.263 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul des moments isostatiques :

❖ A'ELU

$$M_{0AB} = \frac{p' u \times L^2}{8} = \frac{4.551 \times 2.45^2}{8} = 3.415 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{0CD} = \frac{p' u \times L^2}{8} = \frac{4.551 \times 3.2^2}{8} = 5.825 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{0BC} = M_{0\max} = 5.825 \text{ KN.m}^2$$

$$*M_A = M_C = -0.15 M_{0AB} = -0.15 \times 5.825 = -0.874 \text{ KN.m}$$

$$*M_B = -\frac{Pg \times (L'g)^3 + Pd \times (L'd)^3}{8.5 \times (L'g + L'd)} = -\frac{4.551 \times (2.45^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.45 + 2.64)} = -3.482 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } L'g = Lg = 2.45 \text{ m}, L'd = 0.8 Ld = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{ m}$$

$$*M_C = -\frac{Pg \times (L'g)^3 + Pd \times (L'd)^3}{8.5 \times (L'g + L'd)} = -\frac{4.551 \times (2.64^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.2)} = -4.691 \text{ KN.m}$$

❖ A'ELS

$$M_{0AB} = \frac{p' s \times L^2}{8} = \frac{3.263 \times 2.45^2}{8} = 2.448 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{0BC} = \frac{p' s \times L^2}{8} = \frac{3.263 \times 3.2^2}{8} = 4.177 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{0BC} = M_{0\max} = 4.177 \text{ KN.m}^2$$

$$*M_A = M_C = -0.15 M_{0AB} = -0.15 \times 4.177 = -0.626 \text{ KN.m}$$

$$*M_B = -\frac{Pg \times (L'g)^3 + Pd \times (L'd)^3}{8.5 \times (L'g + L'd)} = -\frac{3.263 \times (2.45^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.45 + 2.64)} = -2.497 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } L'g = Lg = 1.7 \text{ m}, L'd = Ld = 3.2 \text{ m}$$

$$*M_C = -\frac{Pg \times (L'g)^3 + Pd \times (L'd)^3}{8.5 \times (L'g + L'd)} = -\frac{4.551 \times (2.45^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.45 + 2.64)} = -3.363 \text{ KN.m}$$

b. Les Moments en travées :

❖ A l'ELU

* Travée AB :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} = \frac{2.45}{2} - \frac{3.482}{6.096 \times 2.45} = 0.992 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (L - x) = \frac{6.096 \times 0.992}{2} \times (2.45 - 0.992)$$

$$\Rightarrow M_0(0.992) = 4.408 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 4.408 + 0 \left(1 - \frac{0.992}{2.45}\right) - 3.482 \left(\frac{0.992}{2.45}\right)$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 2.999 \text{ KN.m}$$

* Travée BC:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} = \frac{3.3}{2} + \frac{-4.691 - (-3.482)}{6.096 \times 3.3} = 1.59 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (L - x) = \frac{6.096 \times 1.59}{2} \times (3.3 - 1.59)$$

$$\Rightarrow M_0(1.59) = 8.287 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 4.223 \text{ KN.m}$$

* Travée CD:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} = \frac{3.2}{2} + \frac{4.691}{6.096 \times 3.2} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (L - x) = \frac{6.096 \times 1.84}{2} \times (3.2 - 1.84)$$

$$\Rightarrow M_0(1.84) = 7.627 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 5.6 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS

* Travée AB :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} = \frac{2.45}{2} - \frac{2.497}{4.407 \times 2.45} = 0.992 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (L - x) = \frac{4.407 \times 0.992}{2} \times (2.45 - 0.992)$$

$$\Rightarrow M_0(0.992) = 3.187 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = 1.245 + 0 \left(1 - \frac{0.992}{2.45}\right) - 2.497 \left(\frac{0.992}{2.45}\right)$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 2.176 \text{ KN.m}$$

* Travée BC :

$$x = 1.59 \text{ m}$$

$$M_0(1.59) = 5.991 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 3.077 \text{ KN.m}$$

* Travée CD:

$$x = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(1.84) = 5.514 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 4.085 \text{ KN.m}$$

c. Les efforts tranchants :

$$V = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

❖ A l'ELU

* Travée AB

$$V_A = \frac{6.096 \times 2.45}{2} - \frac{3.482}{2.45} = 6.046 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{6.096 \times 2.45}{2} - \frac{3.482}{2.45} = -8.889 \text{ KN}$$

* Travée BC

$$V_B = \frac{6.096 \times 3.3}{2} + \frac{-4.691 - (-3.482)}{3.3} = 9.692 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{6.096 \times 3.3}{2} + \frac{-4.691 - (-3.482)}{3.3} = -10.425 \text{ KN}$$

* Travée CD

$$V_C = \frac{6.096 \times 3.2}{2} + \frac{4.691}{3.2} = 11.22 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{6.096 \times 3.2}{2} + \frac{4.691}{3.2} = -8.288 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul de terrasse inaccessible et les étages courants dans les tableaux ci-dessous

Tableau III.3. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 1).

Cas	Travée	L (m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	2.45	0.992	2.999	6.046	-8.889
	BC	3.3	1.59	8.594	9.692	-10.425
	CD	3.2	1.84	5.769	11.22	-8.288
ELS	AB	2.45	0.992	2.176	/	/
	BC	3.3	1.59	3.077	/	/
	CD	3.2	1.84	4.085	/	/

❖ Poutrelle type 2 :

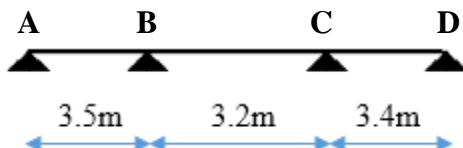


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle Type 2

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$Vérifiée.
- $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.09 \leq 1.2$ Vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée.
- F.P.N..... Vérifiée.

Les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

a. Calcul des moments isostatiques :

➤ **A l'ELU :**

* Travée AB : $M_{0AB} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.096 \times 3.5^2}{8} = 9.335 \text{ KN.m}$

* Travée BC : $M_{0BC} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.096 \times 3.2^2}{8} = 7.803 \text{ KN.m}$

* Travée CD : $M_{0CD} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.096 \times 3.4^2}{8} = 8.809 \text{ KN.m}$

➤ **A l'ELS :**

* Travée AB : $M_{0AB} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4.407 \times 3.5^2}{8} = 6.748 \text{ KN.m}$

* Travée BC : $M_{0BC} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4.407 \times 3.2^2}{8} = 5.641 \text{ KN.m}$

* Travée CD : $M_{0CD} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{4.407 \times 3.4^2}{8} = 6.368 \text{ KN.m}$

b. Calcul les moments sur appuis :

$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$ Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration Pour équilibré le moment fléchissant, donc : $M_A = M_D = -0.15M_0$

➤ **A l'ELU :**

* $M_A = M_D = -0.15 M_{0AB} = -0.15 \times 9.335 = -1.4 \text{ KN.m}$

* $M_B = -0.5 \max (M_{AB} ; M_{BC}) = -0.5 \max (9.335 ; 7.803) = -0.5 \times 9.335 = -4.668 \text{ KN.m}$

* $M_C = -0.5 \max (M_{BC} ; M_{CD}) = -0.5 \max (7.803 ; 8.809) = -0.5 \times 8.809 = -4.405 \text{ KN.m}$

➤ **A l'ELS :**

* $M_A = M_D = -0.15 M_{0AB} = -0.15 \times 6.748 = -1.012 \text{ KN.m}$

* $M_B = -0.5 \max (M_{AB} ; M_{BC}) = -0.5 \max (6.748 ; 5.641) = -0.5 \times 6.748 = -3.374 \text{ KN.m}$

* $M_C = -0.5 \max (M_{BC} ; M_{CD}) = -0.5 \max (5.641 ; 6.368) = -0.5 \times 6.368 = -3.184 \text{ KN.m}$

c. Les Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.28+1.5} = 0.221$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.066 ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633 ; \frac{1+0.3 \alpha}{2} = 0.533$$

* Travée AB :

➤ A l'ELU :

$$- M_t^{AB} \geq 0.633 M_{0AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.633 \times 9.335$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 5.909 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- M_t^{AB} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max ((1 + 0.3 \alpha) M_{0AB} ; 1.05 M_{0AB})$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (9.951 ; 9.082)$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 9.951 - \frac{4.668}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 7.617 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 7.617 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$- M_t^{AB} \geq 0.633 M_{0AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.633 \times 6.748$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 4.271 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- M_t^{AB} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max ((1 + 0.3 \alpha) M_{0AB} ; 1.05 M_{0AB})$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (7.193 ; 7.085)$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 7.193 - \frac{3.374}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 5.506 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 5.506 \text{ KN.m}$$

*Travée BC :

➤ A l'ELU :

$$- M_t^{BC} \geq 0.633 M_{0BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.533 \times 7.803$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq 4.159 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- Mt^{BC} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \alpha) M_{0BC}; 1.05 M_{0BC})$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(8.318; 8.193)$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} \geq 8.318 - \frac{4.668 + 4.404}{2}$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} \geq 3.782 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow Mt^{BC} = 4.159 \text{ KN.}$$

➤ **A P'ELS :**

$$- Mt^{BC} \geq 0.633 M_{0BC} \Rightarrow Mt^{BC} \geq 0.533 \times 5.641$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} \geq 3.007 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- Mt^{BC} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \alpha) M_{0BC}; 1.05 M_{0BC})$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(6.013; 5.923)$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} \geq 6.013 - \frac{3.374 + 3.184}{2}$$

$$\Rightarrow Mt^{BC} \geq 2.734 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow Mt^{BC} = 3.007 \text{ KN.m}$$

***Travée CD :**

➤ **A P'ELU :**

$$- Mt^{CD} \geq 0.633 M_{0CD} \Rightarrow Mt^{CD} \geq 0.633 \times 8.809$$

$$\Rightarrow Mt^{CD} \geq 5.576 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- Mt^{CD} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \alpha) M_{0CD}; 1.05 M_{0CD})$$

$$\Rightarrow Mt^{CD} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(9.393; 9.248)$$

$$\Rightarrow Mt^{CD} \geq 9.393 - \frac{4.405}{2}$$

$$\Rightarrow Mt^{CD} \geq 7.191 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow Mt^{CD} = 7.191 \text{ KN.m}$$

➤ A'ELS :

$$- M_t^{CD} \geq 0.633 M_{0CD} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 0.633 \times 6.368$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} \geq 4.031 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$- M_t^{CD} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \alpha) M_{0CD}; 1.05 M_{0CD})$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(6.79; 6.686)$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} \geq 6.79 - \frac{3.184}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} \geq 5.198 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le plus défavorable (le max) entre (1) et (2)

$$\Rightarrow M_t^{CD} = 5.198 \text{ KN.m}$$

d. Les efforts tranchants :

* Travée AB :

$$V_A = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{6.096 \times 3.5}{2} = 10.688 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{Pu \times L}{2} = -1.1 \frac{6.096 \times 3.5}{2} = -11.735 \text{ KN}$$

* Travée BC :

$$V_B = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{6.096 \times 3.2}{2} = 9.754 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{Pu \times L}{2} = - \frac{6.096 \times 3.2}{2} = - 9.754 \text{ KN}$$

* Travée CD :

$$V_C = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{6.096 \times 3.4}{2} = 10.363 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{Pu \times L}{2} = - \frac{6.096 \times 3.4}{2} = -10.363 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul de terrasse inaccessible et les étages courants dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.4. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 2)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.50	6.096	9.335	7.617	10.668	-11.735
	BC	3.20	6.096	7.803	4.159	9.754	-9.754
	CD	3.40	6.096	8.808	7.797	-10.363	-10.363
ELS	AB	3.50	4.407	6.748	5.506	/	/
	BC	3.20	4.407	5.641	3.007	/	/
	CD	3.40	4.407	6.368	7.187	/	/

Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 2)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.50	6.837	10.469	8.375	11.965	-13.161
	BC	3.20	6.837	8.751	4.546	10.939	-10.939
	CD	3.40	6.837	9.879	7.903	11.623	-11.623
ELS	AB	3.50	4.992	7.644	6.115	/	/
	BC	3.20	4.992	6.39	3.32	/	/
	CD	3.40	4.992	7.213	5.77	/	/

Poutrelle type 3 :



Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle Type 3

Les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites

Les résultats de calcul de terrasse inaccessible et les étages courants dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 3)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.4	6.096	14.752	10.998	13.411	-15.423
	BC	4.55	6.096	15.775	12.088	15.949	-13.868
ELS	AB	4.4	4.407	10.665	7.951	/	/
	BC	4.55	4.407	11.404	8.739	/	/

Tableau III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 3)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.4	6.837	16.546	12.065	15.041	-17.298
	BC	4.55	6.837	17.693	13.27	17.887	-15.554
ELS	AB	4.4	4.992	12.081	8.81	/	/
	BC	4.55	4.992	12.918	9.688	/	/

❖ Poutrelle type 4 :

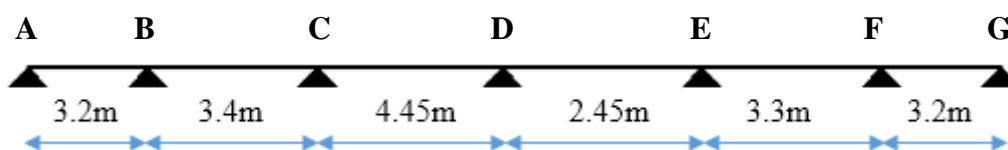


Figure III.8. Schéma statique de la poutrelle Type 3

La 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minorée. On remplace G par G' seulement dans le calcul des moments aux appuis.

Les résultats de calcul de terrasse inaccessible et les étages courants dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.8. Sollicitations des poutrelles étage courant (Type 4)

Cas	Travée	P (KN/m)	L (m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	6.096	3.2	1.272	4.928	8.259	-11.249
	BC	6.096	3.4	1.65	1.887	10.363	-10.363
	CD	6.096	4.45	2.248	7.946	13.563	-13.563
	DE	6.096	2.45	1.412	-0.761	7.468	-7.468
	EF	6.096	3.3	1.519	2.992	10.059	-10.059
	FG	6.096	3.2	1.942	4.823	8.197	-8.197
ELS	AB	4.407	3.2	1.272	3.563	/	/
	BC	4.407	3.4	1.65	1.3655	/	/
	CD	4.407	4.45	2.248	5.744	/	/
	DE	4.407	2.45	1.412	-0.55	/	/
	EF	4.407	3.3	1.519	2.163	/	/
	FG	4.407	3.2	1.942	3.487	/	/

Tableau III.9. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type 4)

Cas	Travée	P (KN/m)	L (m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	6.837	3.2	1.272	5.527	8.694	-13.185
	BC	6.837	3.4	1.65	2.117	11.623	-11.623
	CD	6.837	4.45	2.248	8.911	15.212	-15.212
	DE	6.837	2.45	1.412	-0.853	8.375	-8.375
	EF	6.837	3.3	1.519	3.356	11.281	-11.281
	FG	6.837	3.2	1.942	5.409	8.6	-8.6
ELS	AB	4.992	3.2	1.272	4.036	/	/
	BC	4.992	3.4	1.65	1.546	/	/
	CD	4.992	4.45	2.248	6.507	/	/
	DE	4.992	2.45	1.412	-0.622	/	/
	EF	4.992	3.3	1.519	2.451	/	/
	FG	4.992	3.2	1.942	3.95	/	/

III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

Les sollicitations maximales sont trouvées dans les poutrelles type (3)

III.1.1.4.1. Etage courant :

➤ **A l'ELU**

$$M_{Travée}^{Max} = 12.088 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui (rive)}^{Max} = - 2.366 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui (inter)}^{Max} = - 9.465 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{Max} = 15.949 \text{ KN}$$

➤ **A l'ELS**

$$M_{Travée}^{Max} = 8.739 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui (rive)}^{Max} = - 1.711 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui (inter)}^{Max} = - 6.843 \text{ KN.m}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

H = 16 cm

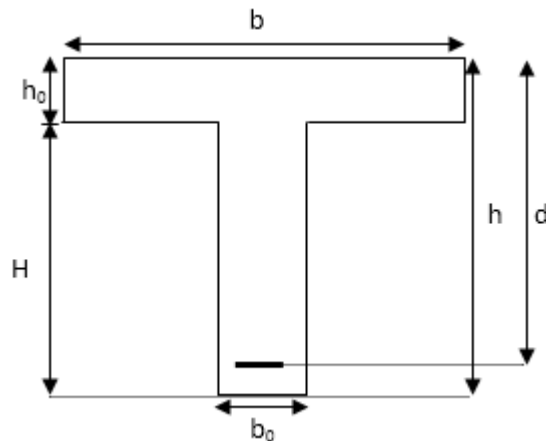
h = 20 cm

h₀ = 4 cm

b = 50 cm

b₀ = 10 cm

d = 18 cm.



Les poutrelles seront calculées comme une section en T à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3$$

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

$M_{tu} > M_{Travée}^{Max} \Rightarrow$ donc on revient à calculer une section rectangulaire ($b \times h$)

❖ **Ferraillage en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.088 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.04 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A, } \xi_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_l > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.052) \Rightarrow Z = 0.176 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{Travée} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{12.088 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_{Travée} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.413 \text{ cm}^2 < A_{Travée} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA 8 = 2.012 cm²

❖ **Ferraillage en appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.366 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.051 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A, } \xi_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) \Rightarrow \alpha = 0.065$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.065) \Rightarrow Z = 0.175 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{Appui(rive)}} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{2.366 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} \Rightarrow A_{\text{Appui(rive)}} = 0.389 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{\text{Appui(rive)}} = 0.389 \text{ cm}^2$$

On prend 1 HA 12 = 1.131 cm²

❖ **Ferraillage en appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.465 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.206 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B, } \xi_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_l > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.206}) \Rightarrow \alpha = 0.291$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.291) \Rightarrow Z = 0.159 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{Appui(inter)}} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{9.465 \times 10^{-3}}{348 \times 0.159} \Rightarrow A_{\text{Appui(inter)}} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{\text{Appui(inter)}} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On prend 1 HA 10 + 1 HA 12 = 1.92 cm²

a) Vérifications à l'ELU :

▪ Vérification l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.949 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.886 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

▪ Vérification de l'espacement :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$St = \min \begin{cases} St \leq (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f'_{tj})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.886 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 71.25 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA93.Art A.5.1.2.3}) \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \quad (\text{flexion simple, cadres droite})$$

$$f'_{tj} = \min (f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa}) \Rightarrow f'_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } S_t \leq \min (16.2 ; 57 ; 72.25) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

▪ Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $\alpha \leq 0.9d = 0.162 \text{ m}$; Soit : $\alpha = 0.16\text{m}$

$V_u = 15.949 \text{ KN} < 0.267 \times 0.16 \times 0.10 \times 25 = 106.8 \text{ KN}$ Vérifiée.

▪ **Vérification des armatures longitudinales (A_l) vis-à-vis de (V_u) :**

Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{15.949 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.459 \text{ cm}^2$$

On a $A_l = 3 \text{ HA } 8 + 1 \text{ HA } 12 = 2.64 \text{ cm}^2 > 0.459 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(15.949 + \frac{9.465}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = 2.138 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3 \text{ HA } 8 + 1 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 12 = 3.425 \text{ cm}^2$$

Donc on a $A_l = 3.425 \text{ cm}^2 > 2.138 \text{ cm}^2$ Vérifiée

▪ **Vérification de la jonction table – nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.949 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.041 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifiée

▪ **Vérification de la jonction de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = 15.949 \text{ KN}$

$$\sum U_i = \pi \times (5 \times 12) = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{15.949 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 188.4 \times 10^{-3}} = 0.523 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification a l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

1 - Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

➤ **En travée :** $M_T^{MAX} = 8.739 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.012 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 9.748 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ l'axe neutre dans la table de compression.

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 2.012 \times y - 15 \times 2.012 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow \frac{65y^2}{2} + 30.18y - 543.24 = 0 \Rightarrow y = 3.65 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 2.012 (18 - 3.65)^2 \Rightarrow I = 7268.329 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.739 \times 3.65 \times 10^{-5}}{7268.329 \times 10^{-8}} = 4.389 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.389 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **En appui intermédiaire :** $M_{\text{Appui (inter)}}^{\text{Max}} = -6.843 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 4.931 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ l'axe neutre dans la table de compression.

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 1.92 \times y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow \frac{65y^2}{2} + 28.8y - 518.4 = 0 \Rightarrow y = 3.518 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.518^3}{3} + 15 \times 1.92 (18 - 3.518)^2 \Rightarrow I = 6983.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.843 \times 3.518 \times 10^{-5}}{6983.54 \times 10^{-8}} = 3.447 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.447 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **En appui de rive :** $M_{\text{Appui (rive)}}^{\text{Max}} = - 1.711 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 0.503 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 4.144 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ l'axe neutre dans la table de compression.

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 0.503 \times y - 15 \times 0.503 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow \frac{65y^2}{2} + 7.545y - 135.81 = 0 \Rightarrow y = 1.931 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 1.931^3}{3} + 15 \times 0.503 (18 - 1.931)^2 \Rightarrow I = 2104.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.711 \times 1.931 \times 10^{-5}}{2104.22 \times 10^{-8}} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

2 - Etat limite de déformation :

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

➤ **Vérification de la fleche :**

La verification de la fleche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI. 2)} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.063$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI. 2)}$$

- 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).

Pour les éléments reposants sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{Si la portée } L \leq 5\text{m} \\ 0.005 + \frac{L}{500} & \text{Si la portée } L > 5\text{m} \end{cases} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article B.6.5.3)}$$

On a $L = 455 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$

q_{jser} : la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$

q_{gser} : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{gser} = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN/m}$

q_{pser} : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$q_{pser} = 0.65 \times (5.28 + 1.5) = 4.407 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.55^2}{8} = 3.532 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.432 \times 4.55^2}{8} = 6.661 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.407 \times 4.55^2}{8} = 8.553 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.65$ cm

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

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

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.012 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2.012} = 6.627 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 6.627^3 + 10 \times \frac{(20 - 6.627)^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(6.627 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.012 \times (18 - 6.627)^2$$

$$I_0 = 17849.07 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.012}{10 \times 18} = 0.011$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right) \times 0.011} = 3.878 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.} \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.878 = 1.551 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.} \end{array} \right.$$

➤ **Contraintes :**

$y = 3.65$ cm, $I_0 = 17849.07 \text{ cm}^4$, $I = 7268.329 \text{ cm}^4$, $A_s = 2.012 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.532 \times 10^{-3} \times (18 - 3.65) \times 10^{-2}}{7268.329 \times 10^{-8}} = 104.56 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.661 \times 10^{-3} \times (18 - 3.65) \times 10^{-2}}{7268.329 \times 10^{-8}} = 197.264 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.553 \times 10^{-3} \times (18 - 3.65) \times 10^{-2}}{7268.329 \times 10^{-8}} = 253.295 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ Inerties fictives (If) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 104.56 + 2.1} = 0.452 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 197.264 + 2.1} = 0.659 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 253.295 + 2.1} = 0.723 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 17849.07}{1 + 3.878 \times 0.548} = 7132.221 \text{ cm}^4 \\ If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17849.07}{1 + 3.878 \times 0.202} = 5521.984 \text{ cm}^4 \\ If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 17849.07}{1 + 3.878 \times 0.157} = 5161.683 \text{ cm}^4 \\ If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17849.07}{1 + 1.551 \times 0.202} = 9709.653 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ Evaluation de la fleche :

$E_i = 32164.195 \text{ MPa}$ (module de déformation longitudinale instantanée du béton).

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.398 \text{ MPa}$ (module de déformation longitudinale différée du béton).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} = \frac{3.532 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.195 \times 7132.221 \times 10^{-8}} = 0.319 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} = \frac{6.661 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.195 \times 5521.984 \times 10^{-8}} = 0.776 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}} = \frac{8.553 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.195 \times 5161.683 \times 10^{-8}} = 1.066 \text{ cm} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{vg}} = \frac{6.661 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 10721.398 \times 9709.653 \times 10^{-8}} = 1.325 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} \Rightarrow \Delta f_t = 1.296 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 1.296 \text{ cm} > f_{adm} = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armature, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4.524 \text{ cm}^2$

Vérification de la flèche pour $A_t = 4.524 \text{ cm}^2$

$$y = 6.68 \text{ cm}, y_G = 7.505 \text{ cm}, I = 9749.331 \text{ cm}^4, I_0 = 22346.552 \text{ cm}^4, \rho = 0.0011$$

Tableau III.10. Vérification de la flèche

M_{jser} (KN.m)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	I_{fj} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
3.532	61.515	0.235	12860.787	0.177
M_{gser} (KN.m)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	I_{fg} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
6.661	116.012	0.49	8475.635	0.506
M_{pser} (KN.m)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	I_{fp} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
8.553	148.964	0.575	7610.634	0.623
M_{gser} (KN.m)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	I_{vg} (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
6.661	116.012	0.49	13966.674	0.921

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.86 \text{ cm} < f_{adm} = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc on opte les section de ferrailage suivantes pour le plancher étage courant :

Travée : 4 HA 12 = 4.524 cm²

Appui intermédiaire : 1 HA 10 + 1HA 12 = 1.92 cm²

Appui de rive : 1 HA 12 = 1. cm²

III.1.1.4.2. Terrasse inaccessible:

➤ **Ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible :**

Les résultats de calcul de ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11. Ferrailage des poutrelles

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	12.065	0.04	0.051	0.176	1.97	1.413	4 HA 12 = 4.524
Appui inter	2.654	0.230	0.333	0.156	1.955	0.217	2 HA 12 = 2.262
Appui de rive	10.616	0.058	0.075	0.175	0.436	0.27	1 HA 12 = 1.131

a) **Vérifications à l'ELU :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12. Vérification à l'ELU

Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table nervure	Jonction l'adhérence
		Rive	intermédiaire		
17.887 < 106.8	0.994 < 3.33	0.514 < 2.64	2.398 < 3.771	1.1683.33	0.613 < 2.835

b) **Vérification a l'ELS :**

1 - Etat limite de compression du béton :

Tableau III.13. Vérification des états limite de compression du béton

	M_t (KN.m)	Y (cm ⁴)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Travée	9.688	3.65	7268.329	4.865	15	Vérifiée
Appui de rive	1.938	2.576	4406.499	1.133	15	Vérifiée
Appui intermédiaire	7.751	3.866	8030.399	3.731	15	Vérifiée

2- Etat limite de déformation :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14. Vérification des états limite de la déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
0.044 < 0.063	0.044 < 0.063	0.019 > 0.105
Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une verification de la fleche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} \Rightarrow \Delta f_t = 0.827 - 0.175 + 0.356 - 0.319 \Rightarrow \Delta f_t = 0.689 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.689 \text{ cm} < f_{adm} = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage des poutrelles :

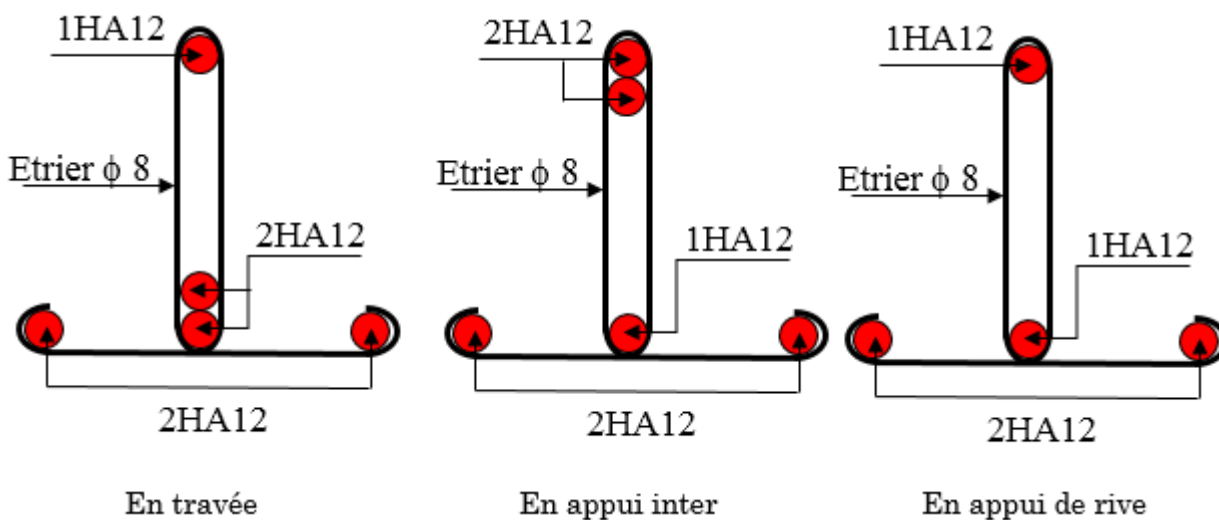


Figure III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles Terrasse inaccessible.

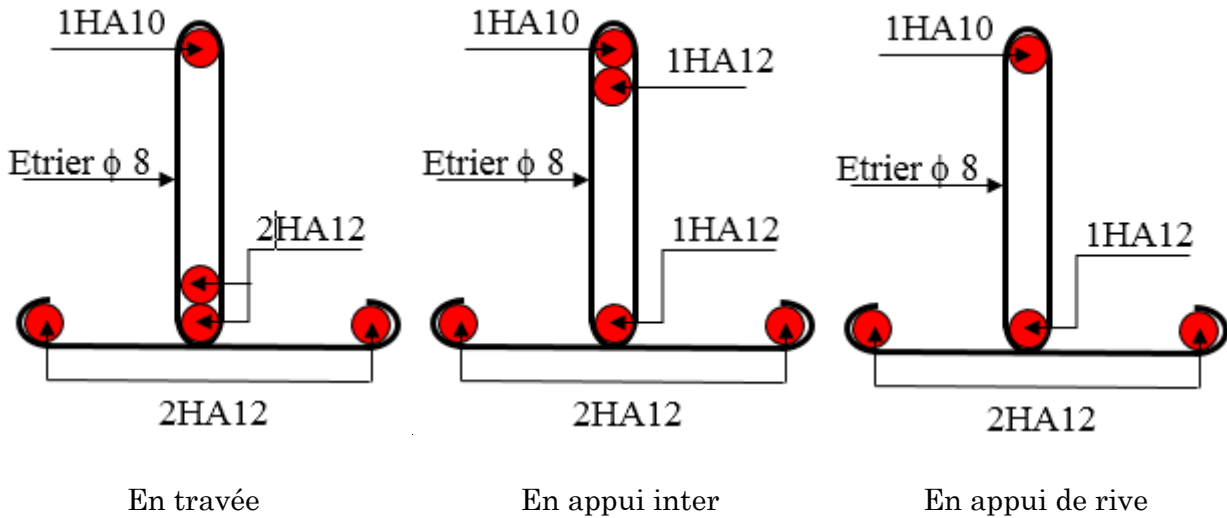


Figure III.10. Schéma de ferrailage des poutrelles Plancher étage courant+RDC.

III.1.1.2. Etude de dalle de compression :

a) Ferrailage de la dalle de compression :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{400} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA(B.6.8.4.2.3)}$$

Soit : $4\phi 5 / \text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Donc on choisit un treillis a soudé : $T_s = \phi 5 (15 \times 15) \text{ cm}^2$

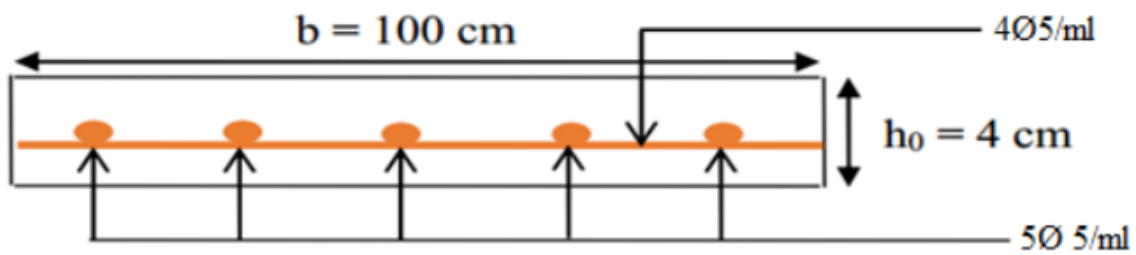


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2. Plancher à dalle pleine :

III.1.2.1. Dalle pleine sur trois appuis :

❖ Calcule à l'ELU :

$L_x = 1.1 \text{ m}$, $L_y = 4.55 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.1}{4.55} = 0.242 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille sur une seul sens.}$$

➤ **Calcul du chargement :**

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.55}{2} = 2.275 \text{ m} \Rightarrow L_x = 1.1 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2.275 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = P \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times P \times L_x^3$$

$$M_{0y} = P \times \frac{L_x^3}{6}$$

$$G = 5.22 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2, e = 0.15 \text{ m.}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.22 + 1.5 \times 3.5 = 12.297 \text{ KN/m}$$

$$M_{0x} = 12.297 \times \frac{1.1^2}{2} \times 4.55 - \frac{2}{3} \times 12.297 \times 1.1^3 = 22.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = P \times \frac{L_x^3}{6} = 12.297 \times \frac{1.1^3}{6} = 2.728 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 22.94 = 19.499 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 2.728 = 2.319 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 22.94 = - 6.882 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_{0y} = -0.3 \times 2.728 = - 0.818 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{12.297 \times 1.1}{2} = 6.763 \text{ KN}$$

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15. Résultats de ferraillage de la dalle plaine sur 3 appuis

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	Selon X	19.499	0.081	0.106	0.124	4.519	1.2	8 HA 10 = 6.28
	Selon Y	2.319	0.009	0.011	0.129	0.517	0	4 HA 8 = 2.012
En appui	Selon X	6.882	0.029	0.037	0.128	1.545	1.2	4 HA 10 = 3.14
	Selon Y	0.818	0.003	0.004	0.13	0.181	0	4 HA 8 = 2.012

➤ **Calcul de l'espacement des armature en travée :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'espacement des armature en appui :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(2e ; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6.763 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 0.047 \times 25 = 1.175 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$P_s = G + Q = 8.72 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moment :**

$$M_{0x} = 8.72 \times \frac{1.1^2}{2} \times 4.55 - \frac{2}{3} \times 8.72 \times 1.1^3 = 16.266 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = P \times \frac{L_x^3}{6} = 8.72 \times \frac{1.1^3}{6} = 1.934 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 13.826 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.644 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = -0.3 M_{0x} = - 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_{0y} = - 0.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

En travée :

Selon L_x : $M_{tx} = 13.826 \text{ KN.m}$, $A = 6.28 \text{ cm}^2$, $d = 13 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } y : y = b \times \frac{y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d$$

$$y = \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 6.28 \times 10^{-4} y - 15 \times 6.28 \times 10^{-4} \times 0.13 = \frac{1}{2} y^2 + 0.007y - 0.0009$$

$$y = 0.041 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } I : I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A (d - y)^2 = \frac{0.041^3}{3} + 15 \times 6.28 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.041)^2$$

$$I = 9758.949 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y = \frac{13.826 \times 10^{-3}}{9758.949 \times 10^{-8}} \times 0.041 = 5.809 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.809$$

$\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Selon L_y : $M_{ty} = 1.644 \text{ KN.m}$, $A = 2.012 \text{ cm}^2$, $d = 13 \text{ cm}$

$$Y = 0.025 \text{ m} \quad I = 3848.178 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 1.068 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.068 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche :

$$\text{Selon X-X : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.1} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{0.15}{1.1} = 0.136 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0036 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon Y-Y : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4.55} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.} \\ \frac{0.15}{4.55} = 0.033 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0015 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

On doit faire une vérification de la fleche selon Y-Y:

$\lambda_i = 13.569, \lambda_v = 5.427, I = 3848.178 \text{ cm}^4, I_0 = 29019.939 \text{ cm}^4, \rho = 0.00155, Y_G = 0.025 \text{ m}$

Tableau III.16. Vérification de la flèche.

M_{jser} (KN.m)	σ_{sj} (MPa)	μ_j	I_{fj} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
7.071	28.9	0	31941.69	0.141
M_{gser} (KN.m)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	I_{fg} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
9.843	40.226	0	31941.69	0.197
M_{pser} (KN.m)	σ_{sp} (MPa)	μ_p	I_{fp} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
16.442	67.197	0	31941.69	0.328
M_{gser} (KN.m)	σ_{sg} (MPa)	μ_g	I_{vg} (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
9.843	40.226	0	31941.69	0.59

$\Rightarrow \Delta f_t = 0.58 \text{ cm} < f_{adm} = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

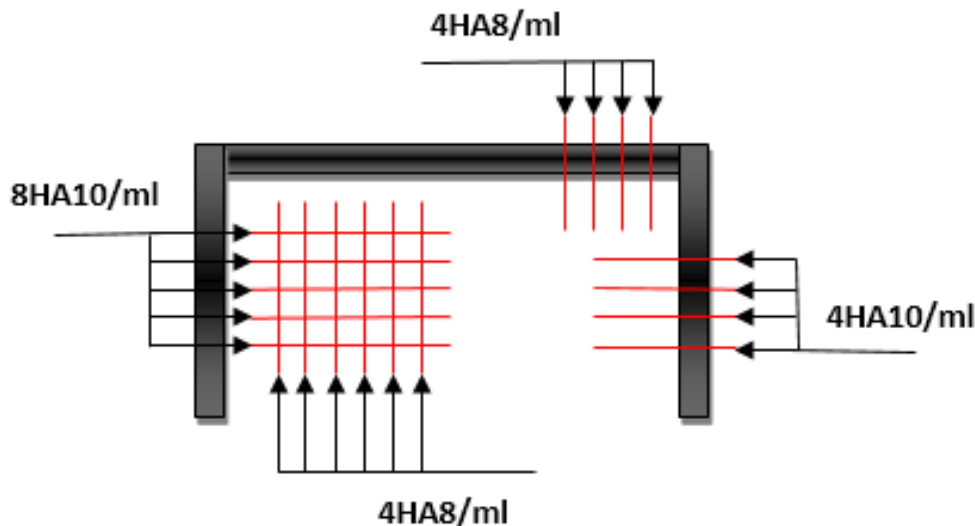


Figure III.12. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 3 appuis

III.1.2.2. Dalle pleine sur deux appuis :

$G = 5.22 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 0.15 \text{ m}$.

$L_x = 1.2 \text{ m}$, $L_y = 1.35 \text{ m}$

$$\rho = \frac{1.2}{1.5} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon les deux sens}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \mu_x = 0.0466, \mu_y = 0.7635$$

❖ **A l'ELU :**

➤ **Calcul du chargement :**

$$P_u = 12.297 \text{ KN/m}, P_s = 8.72 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_0^x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 = 0.0466 \times 12.297 \times 1.2^2 = 0.825 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 0.825 = 0.63 \text{ KN/ml}$$

En travée : $M_{tx} = 0.701 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.536 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_{ax} = -0.21 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0.161 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{12.297 \times 1.2}{2} = 7.378 \text{ KN}$$

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

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.17. Résultats de ferraillage de la dalle plaine sur 3 appuis

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	Selon X	0.701	0.0029	0.0036	0.13	0.155	1.2	4 HA 8 = 2.012
	Selon Y	0.536	0.0022	0.0027	0.13	0.118	0	2 HA 8 = 1.006
En appui	Selon X	0.21	0.0009	0.0011	0.13	0.046	1.2	4 HA 8 = 2.012
	Selon Y	0.161	0.0007	0.0009	0.13	0.035	0	2 HA 8 = 1.006

➤ **Calcul de l'espacement des armature en travée :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 35 \text{ cm}$.

➤ **Calcul de l'espacement des armature en appui :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 35 \text{ cm}$.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{7.378 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 0.047 \times 25 = 1.175 \text{ MPa}$$

$\tau_{max} < \bar{\tau}$ Condition vérifiée.

❖ A P'ELS :

➤ Calcul du chargement :

$$P_s = G + Q = 8.72 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$M_0^x = \mu_x \times P_s \times L_y^2 = 0.0466 \times 8.72 \times 1.35^2 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 0.74 = 0.565 \text{ KN/ml}$$

En travée : $M_{tx} = 0.629 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.48 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_{ax} = -0.222 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0.17 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes :

En travée :

Selon L_x : $M_{tx} = 0.629 \text{ KN.m}$, $A = 2.012 \text{ cm}^2$, $d = 13 \text{ cm}$

$$Y = 0.025 \text{ m} \quad I = 3848.178 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 0.4 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Selon L_y : $M_{ty} = 0.48 \text{ KN.m}$, $A = 1.006 \text{ cm}^2$, $d = 13 \text{ cm}$

$$Y = 0.005 \text{ m} \quad I = 239.948 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche :

$$\text{Selon X-X : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{0.15}{1.2} = 0.25 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0015 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon Y-Y : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.35} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{0.15}{1.35} = 0.111 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0008 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

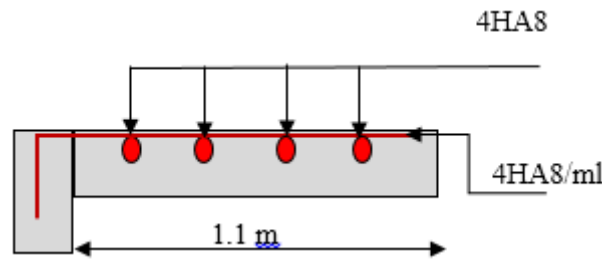


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur un deux appuis.

III.1.2.3. Dalle pleine sur quatre appuis

1. Evaluation des charges

$$G = 5.22KN/m^2, \quad Q = 3.5KN/m^2$$

$$\underline{\text{A l'ELU}} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.297KN/m$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : P_S = G + Q = 8.72KN/m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{415} = 0.409 \Rightarrow \rho > 0.4$$

➔ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.409$

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.409$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1101 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 3.91KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.97KN.m \end{array} \right. \text{ (BAEL Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, h = 15cm (Epaisseur de la dalle)

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (3.91) = 3.33KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (0.97) = 0.82KN.m \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (3.91) = 1.173KN.m \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (0.97) = 0.291KN.m \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0.15) m².

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} (= 1.5cm)$

- **En travée**

- **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.016 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.020; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.8cm^2$$

- **Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0040 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0050 ; Z = 0.119m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.19cm^2$$

• En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.173 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0057 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.007 ; z = 0.119m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.173 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.28cm^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.409}{2} \right) \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{min} = 1.55cm^2$$

- Sens y-y : $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{min} = 1.2cm^2$

Tableau III.18. Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	A _a ^{adop} (cm ²)
Sens xx	3.33	1.173	0.8	0.28	1.55	1.55	4T10=3.14	4T10=3,14
Sens yy	0.97	1.173	0.19	0.28	1.2	1.2	4T8=2.08	4T8=2,08

• Espacement des armatures

- Armatures // L_x: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- Armatures // L_y: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S_t=25cm pour les deux sens.

3. Vérification à l'ELU

-cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{12.297 \times 4.15}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.409}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 21.184 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{21.184 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.17 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'ELS

a. État limite de compression du béton : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa})$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0121 \times 8.372 \times 1.7^2 = 0.29 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4565 \times 0.29 = 0.08 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 0.24 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 0.068 \text{KN.m}$$

Moments en appuis : $M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -0.087 \text{KN.m}$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Selon L_x : $M_t^x = 0.24 \text{KN.m}$, $A = 3.14 \text{cm}^2$; $d = 12 \text{cm}$; $Y = 2.92 \text{cm}$; $I = 4713.128 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.148 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon L_y : $M_t^y = 0.068 \text{KN.m}$, $A = 3.14 \text{cm}^2$; $Y = 2.92 \text{cm}$; $I = 4713.128 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0.042MPa < 15MPa$ Condition vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L_x : $M_x^t = 0.24KN.m, A = 3.14cm^2$ et $d = 12cm ; Y = 2.92cm ; I = 4713.128cm^4$

$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240MPa$. **BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 6.93MPa \leq 240 MPa$ C'est vérifié.

Selon L_y : $M_y^t = 0.068KN.m ; A = 3.14cm^2 ;$ et $d = 12cm Y = 2.92cm ;$

$I = 4713.128cm^4$

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 1.96MPa \leq 240MPa$ c'est vérifié.

c. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0.088 > 0.041$Vérifié. **BAEL91 (Art.L.IV,10)**

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005$Vérifié.

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.036 < 0.042$Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005$Vérifié.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

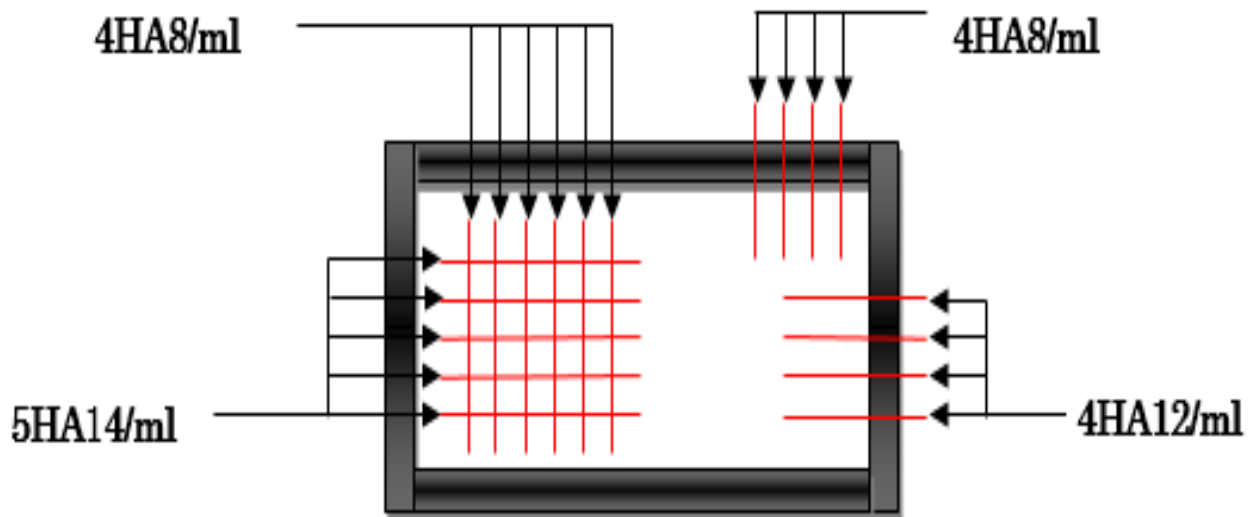


Figure III.14. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

III.2. Etude des escaliers :

a. Etude des escaliers de RDC et étages courant :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.

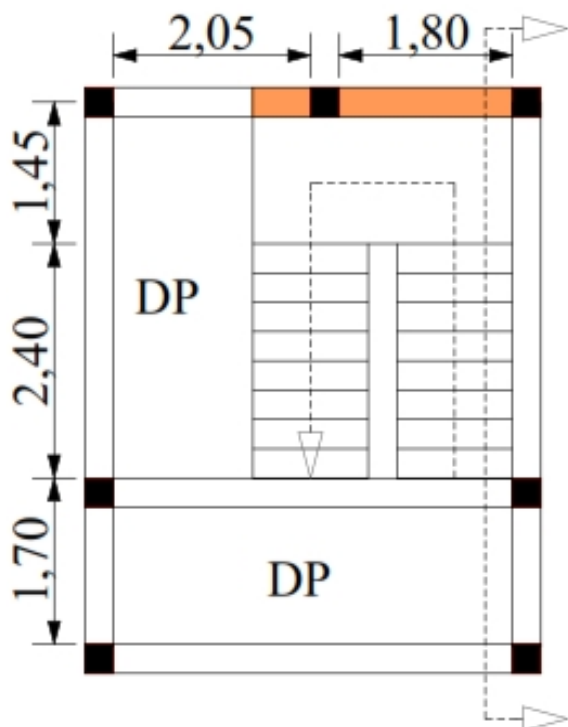


Figure III.15. Vue en plan de l'escalier.

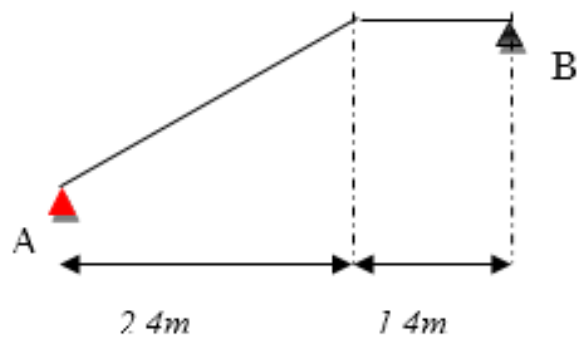


Figure III.16. Schéma statique de 1^{er} volée

Palier : $G_{palier} = 5.27KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.43KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$

❖ Calcul des sollicitations :

➤ L'ELU :

$q_v = 1.35 \times 8.43 + 1.5 \times 2.5 = 15.130KN / m$

$q_p = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5 = 10.864KN / ml \quad q_v$

Par la méthode RDM, on trouve :

$R_A = 27.959KN$

$R_B = 24.104KN$

$M_0 = 25.832KN.m$

$M_t^{max} = 0.75 \times M_0 = 19.374KN.m$

$M_a = 0.5 \times M_0 = 12.916KN.m$

$V_{Elu} = 27.959KN$

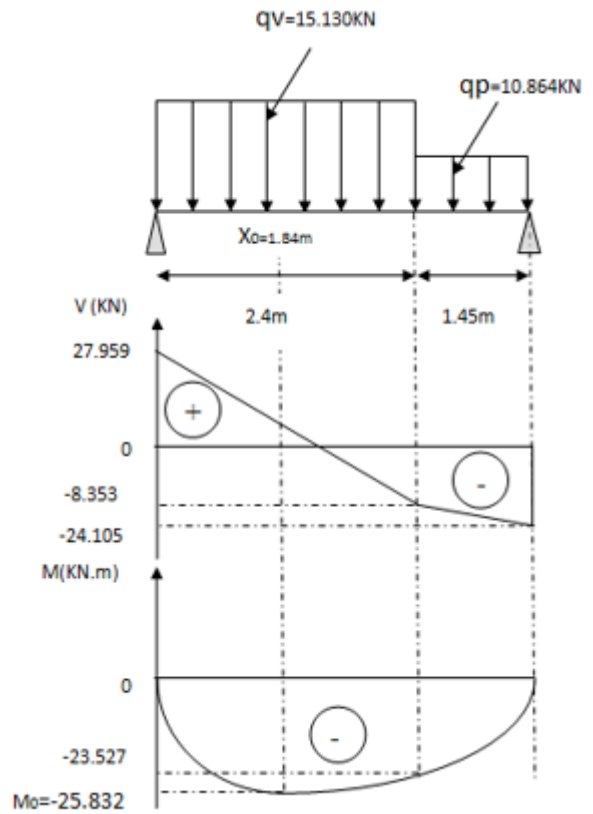


Figure III.17. Schéma statique avec chargement

➤ L'ELS :

$q_v = 8.43 + 2.50 = 10.93KN / m$

$q_p = 5.27 + 2.50 = 7.77KN / m$

Après le calcul, on trouve :

$R_A = 20.176KN$

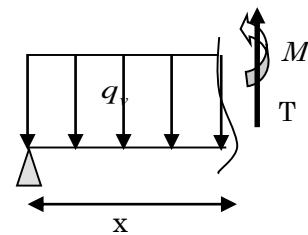
$R_B = 17.320KN$

$M_0 = 18.621KN.m$

$M_t^{max} = 13.96KN.m$

$M_a = 9.31KN.m$

$V_{ser} = 20.176KN$



❖ Calcul des armatures :

➤ À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm.} \\ h = 15\text{cm.} \\ d = 13\text{cm.} \end{cases}$$

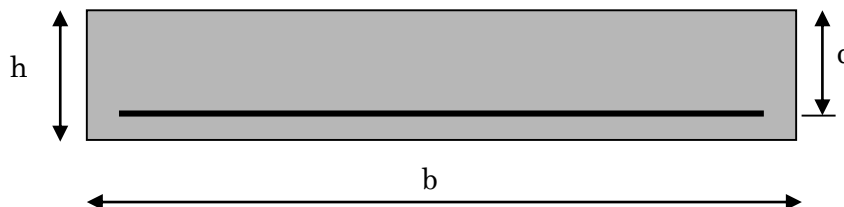


Figure III.18. Section à ferrailer.

En travée: $M_t = 19.374\text{KN.m}$.

En appuis: $M_a = 12.916\text{KN}$.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Ferrailage du deuxième type d'escalier.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	19.374	0.080	0.105	0.124	4.47	6HA12=6.79
En appuis	12.916	0.053	0.063	0.126	2.93	5HA10=3.93

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1/400 = 1.56\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 1.17\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.959 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.215\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27.959 \times 10^{-3} - \frac{12.916 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -3.36\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Calcul des armatures de répartition :

- En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$, $st=25 \text{ cm}$
- En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$, $st=25 \text{ cm}$

Ecartement des barres :

armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

➤ À l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

 $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{20.176 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 22.60 \times 10^{-2}} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$50 \times y^2 + 101.85 \times y - 1324.05 = 0$$

$$y = 4.22 \text{ cm}$$

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

$$I = 10356.501 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.96 \times 10^{-3}}{10356.501 \times 10^{-8}} \times 0.0422 = 5.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.60 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	9.31	6742.635	3.36	4.63	15
Travées	13.96	10356.501	4.22	5.68	15

- Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

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

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) : 0.038 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats

D'après l'application SOCOTEC on trouve :

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.346mm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{385}{500} = 7.7mm$$

$$\Delta f_i < f_{adm}$$

Charge sans revêtement : j=6.31kn /ml

Charge permanent avec revêtement : g=8.43kn /ml

Charge total : q=10.93kn /ml

$$M_j = 0.85 \times \left(\frac{j \times l^2}{8} \right) = 9.937KN.m$$

$$M_g = 0.85 \times \left(\frac{g \times l^2}{8} \right) = 13.276KN.m$$

$$M_q = 0.85 \times \left(\frac{q \times l^2}{8} \right) = 17.213KN.m$$

❖ Schéma de ferrailage :

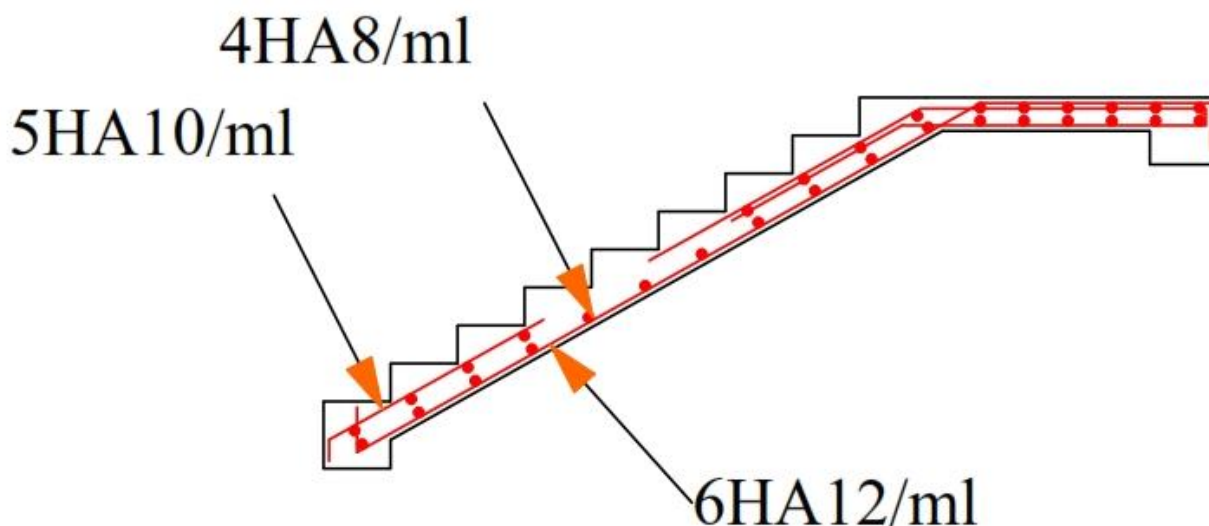


Figure III.19. Schéma de ferrailage des escalier.

b. Etude de la poutre palière :

❖ **pré dimensionnement:**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$$

$$18.33cm \leq h \leq 27.5cm$$

soit: h=35cm et b=30cm

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (article 7.5.1)}$$

donc: condition vérifier

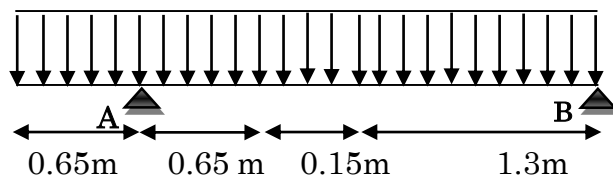


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palier

calcul à la flexion simple:

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625KN$$

la charge transmis par les l'escalier:

c'est le réaction d'appuis au point B

$$P_U = 1.35g_1 + R_B = 1.35 \times (2.625) + 24.104 = 27.647KN / ml$$

$$P_s = g_1 + R_B = (2.625) + 24.104 = 26.729KN / ml$$

❖ **les sollicitation:**

➤ **A L'ELU:**

$$R_A = 49.780KN$$

$$R_B = 26.249KN$$

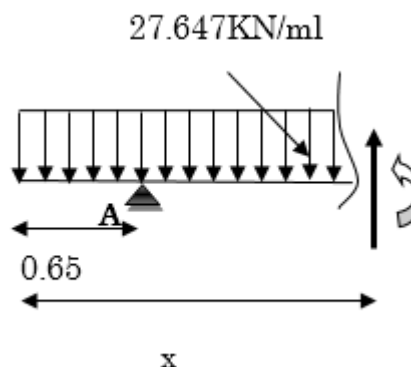
Par la méthode RDM, on trouve :

$$M_0 = 12.460KN.m$$

$$M_t^{\max} = 10.590KN.m$$

$$M_a = 6.230KN.m$$

$$V_{ELU} = 49.780KN$$



➤ **A L'ELS :**

$$R_A = 48.120KN$$

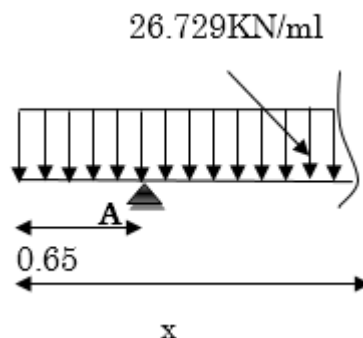
$$R_B = 25.375KN$$

$$M_0 = 11.588KN.m$$

$$M_t^{max} = 9.850KN.m$$

$$M_a = 5.794KN.m$$

$$V_{ser} = 48.120KN$$



❖ **Ferraillage :**

le calcul se fait pour une section (bxh)

les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessus:

Tableau III.21. Résumé des résultats de ferraillage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)	$A_{Adopté}$ (cm ²)	A min (cm ²)
En travée	10.59	0.022	0.027	0.326	0.93	2HA12=2.26	1.19
En appuis	6.23	0.016	0.016	0.327	0.54	2HA10=1.57	1.19

➤ **A L'ELU :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49.78 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.50Mpa$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.02 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = 3.33Mpa \Rightarrow \tau_u < \tau_u^-$$

donc: condition vérifiée

• **Armature transversal :**

soit: st=15cm

$$st = 15cm < \min(0.9d, 40cm) = 29.7cm$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45cm^2$$

$$A_t = b \times st \times \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj}}{0.8 \times f_e} \right) = 0.3 \times 0.15 \times \left(\frac{0.5 - 0.3 \times 2.1}{0.8 \times 400} \right) = -0.182 \text{ cm}^2$$

donc:

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Calcul à la torsion:**

selon le BAEL91, la contrainte tangentielle de torsion est donnée par la formule

$$\tau_u = \frac{M_U}{2 \times \Omega \times b_0}$$

Mu=le moment de torsion provoqué sur la poutre palier est transmis par la volée

$$M^{torsion} = M_a = 12.916 \text{ KN.m}$$

b0=l'épaisseur de la paroi au point considéré

Ω : l'épaisseur de la paroi au point considéré

$$\Omega = (b - b_0) \times (b - b_0)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

• **Armature longitudinales :**

$$A_t = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2 \times ((b - e) + (h - e)) = 2 \times ((30 - 5) + (35 - 5)) = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{110 \times 10^{-2} \times 12.91 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

• **Armature transversal:**

on opte st=15cm en travée st=10cm en appui

en travée:

$$A_{tor}^t = \frac{M_t \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.91 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.37 \text{cm}^2$$

en appuis:

$$A_{tor}^a = \frac{M_t \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.91 \times 10^{-3} \times 0.10 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.24 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u < \tau_u^-$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

on a:

$$V_{\max} = 49.78 \text{KN} \qquad \tau_{flexion} = 0.50 \text{Mpa}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.91 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.72 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \sqrt{1.72^2 + 0.5^2} = 1.79 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- = 3.33 \text{Mpa}$$

donc: condition vérifier

• **Section final des armatures:**

• **Armatures longitudinal:**

en travée:

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow A^t = 1.19 + \frac{2.72}{2} = 2.55 \text{cm}^2$$

soit:

$$A^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$$

en appuis:

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow A^a = 1.19 + \frac{2.72}{2} = 2.55cm^2$$

soit:

$$A^a = 3HA12 = 3.39cm^2$$

- **Armatures transversales:**

$$A^t = A_{tor} + A_{flexion} = 0.37 + 0.24 = 0.61cm^2$$

soit:

$$A^t = 4HA8 = 3.39cm^2$$

on opte pour un cadre Ø8

➤ **A L'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.22. Vérification de l'état limite de compression

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	5.794	41125.99	9.59	1.35	15
Travées	9.849	41125.99	9.59	2.29	15

• **Vérification de l'état limite de déformation:**

la vérification de la flèche est nécessaire si les condition suivantes ne sont pas satisfait:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{2.75} = 0.127 > 0.0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.75} = 0.109 > \frac{10.14}{10 \times 5.964} = 0.085 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.33} = 0.00102 \end{array} \right.$$

touts les condition sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **Schéma de ferrailage:**

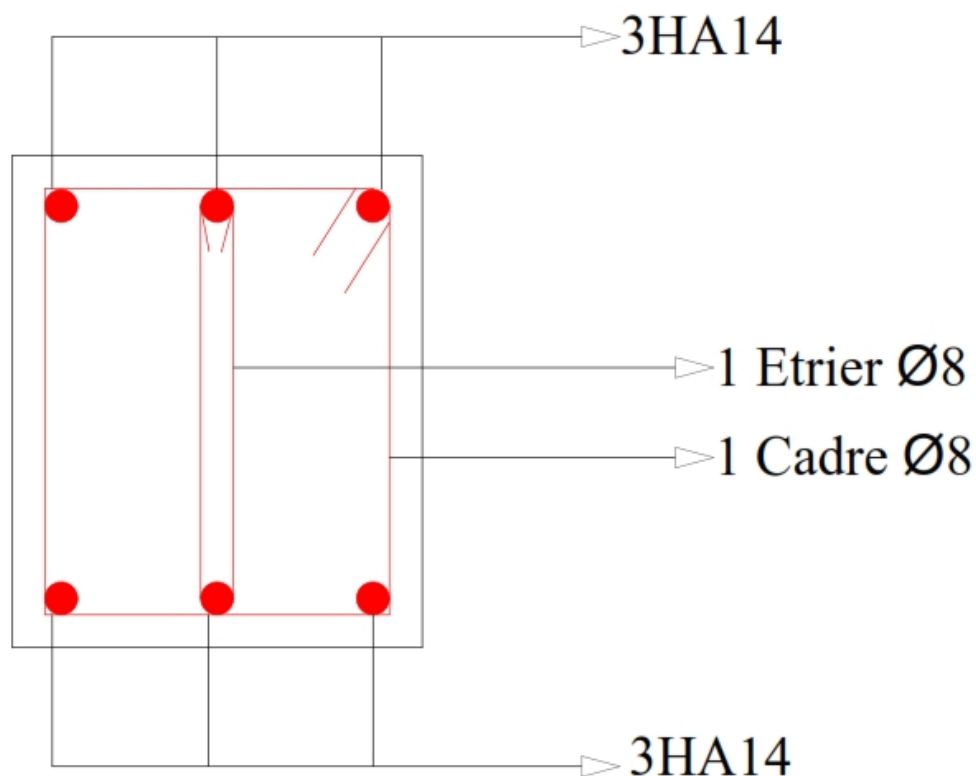


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palier.

III.3. Etude l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de 7 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s

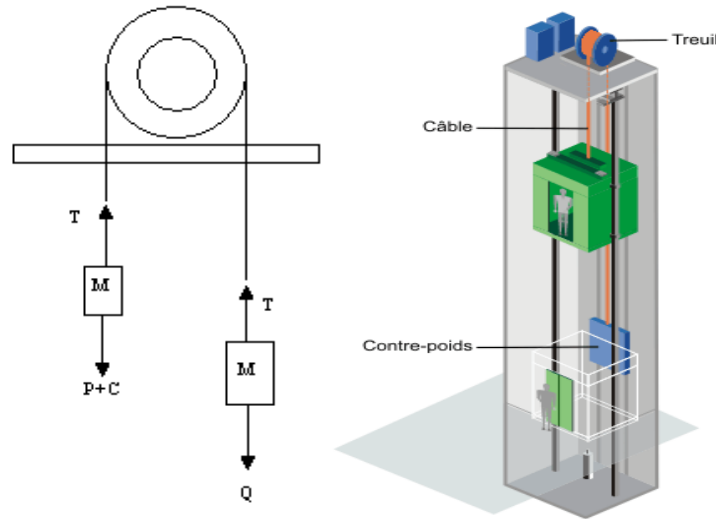


Figure III.22. Schéma statique et concept d'ascenseur

❖ Etude de la dalle l'ascenseur

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc. ,donc on fixe une épaisseur **e=15cm**

➤ Evaluations des charges

• La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée (5cm) $0,05 \times 22 = 1,1 \text{KN/m}^2$.

Dalle en béton armé (15cm) $0,15 \times 25 = 3,75 \text{KN/m}^2$.

Le poids de la machines $145 / 3.42 = 42.39 \text{ G} = 47.24 \text{KN} / \text{m}^2$

• La charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{KN/m}^2$.

➤ Combinaisons des charges

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 65.274 \text{KN} / \text{ml}$

E.L.S : $q_u = G + Q = 48.24 \text{KN} / \text{ml}$

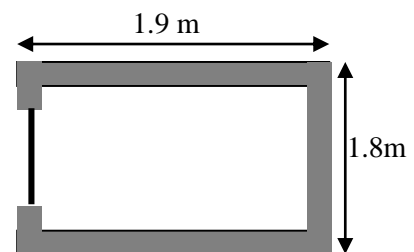


Figure III.23. Cage d'ascenseur.

➤ **Détermination des sollicitations**

• **Moments**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \quad \text{On a donc la dalle travaille dans les deux sens :}$$

$$M_{Ox} = u_x \times q_U \times l_x^2$$

$$M_{Oy} = u_y \times M_{Ox}$$

donc:

$$M_{Ox} = 0.0447 \times 65.27 \times 1.8^2 = 9.452 \text{KN.m}$$

$$M_{Oy} = 0.8036 \times 9.452 = 7.596 \text{KN.m}$$

• **Correction des moments**

En travée:

$$M_{ix} = 0.85 \times M_{Ox} = 0.85 \times 9.452 = 8.034 \text{KN.m}$$

$$M_{iy} = 0.85 \times M_{Oy} = 0.85 \times 7.596 = 6.456 \text{KN.m}$$

En appui:

$$M_{ax} = 0.3 \times M_{Ox} = 0.3 \times 9.452 = 2.835 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_{Oy} = 0.3 \times 7.596 = 2.278 \text{KN.m}$$

➤ **Efforts tranchants**

$$V_U^x = \frac{P_U \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{65.27 \times 1.8}{2} \times \frac{1.9^4}{1.8^4 + 1.9^4} = 59.296 \text{KN}$$

$$V_U^y = \frac{P_U \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{65.27 \times 1.9}{2} \times \frac{1.8^4}{1.8^4 + 1.9^4} = 65.45 \text{KN}$$

❖ **Ferraillage :**

Le calcul se à la flexion simple pour une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur avec :

$$d_x = 12.5 \text{cm} \text{ et } d_y = 11,5 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.23. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$
travée	x-x	8.034	0.036	0.046	0.122	1.89	1.23
	y-y	6.456	0.034	0.043	0.113	1.64	1.2
appui	x-x	2.835	0.012	0.016	0.124	0.65	1.23
appui	y-y	2.278	0.012	0.015	0.114	0.57	1.2

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$;

$$\begin{cases} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \text{ donc:}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 1.23cm^2 / ml \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.2cm^2 / ml \end{cases}$$

❖ Calcul des espacements :

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ On adopte $S_t = 25cm$

Tableau III.24. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.034	2.835	1.89	1.23	0.65	1.23	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens y-y'	6.456	2.278	1.64	1.2	0.57	1.2	4HA10=3.14	4HA10=3.14

➤ **Vérification à L'ELS : $v = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{total} + q_{ser} = 47.24 + 1 = 48.24 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0419 \\ u_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$M_0^x = u_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0419 \times 48.24 \times 1.8^2 = 6.548 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0.8661 \times 6.548 = 5.671 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

$$M_{ser}^x = 0.85 \times 8.096 = 6.881 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times 6.99 = 5.941 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$**

Sens x-x = Sens y-y :

$$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12,5 \text{ cm}; \quad y = 2,85 \text{ cm}; \quad I = 4295,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

❖ **Cas d'une charge concentré :**

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.)

On doit calculer la surface d'impacte

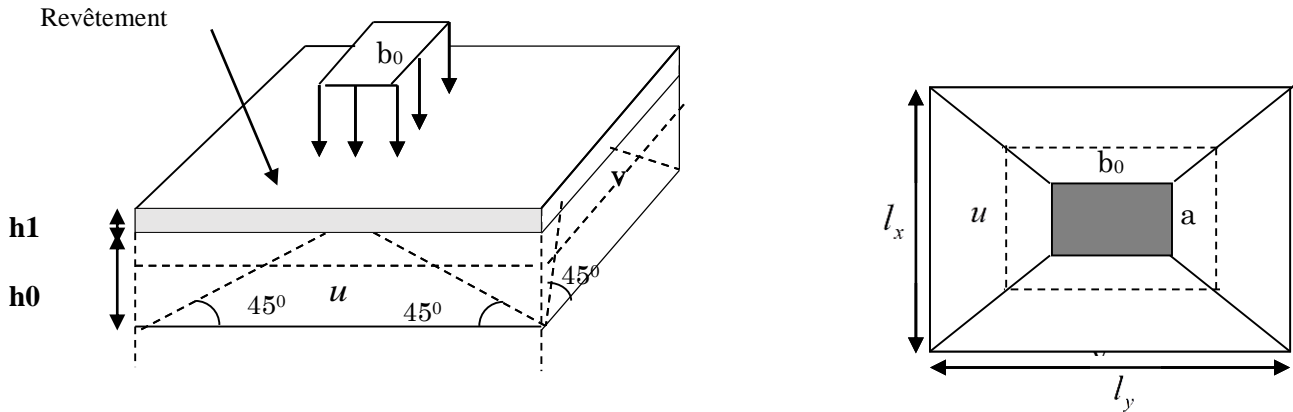


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

❖ **Calcul du rectangle d'impact :**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- * 0,75 si le revêtement moins de résistance
- * Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105 \text{ cm} \\ v = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} l_x = 1.8 \text{ m} \\ l_y = 1.9 \text{ m} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments sous charge concentrée**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 64,3 \Rightarrow P_u = 86,805 \text{KN}$$

M^1 et M^2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins *Annexe II*

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{u}{l_y} = \frac{105}{190} = 0.55 \Rightarrow M_1 = 0.08 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{190} = 0.55 \Rightarrow M_2 = 0.08 \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = p_u \times M_1 = 86.805 \times 0.08 = 6.944 \text{KN.m} \\ M_{y1} = p_u \times M_2 = 86.805 \times 0.08 = 6.944 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0.0419 \\ u_y = 0.8661 \end{array} \right. \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.125 + 1.5 \times 1 = 7.068 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = u_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0419 \times 1.8^2 \times 7.068 = 0.95 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0.8661 \times 0.95 = 0.82 \text{KN.m}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{x1} + M_{x2} = 7.894 \text{KN.m} \\ M_y &= M_{y1} + M_{y2} = 7.764 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée: $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times 7.894 = 6.70 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 7.764 = 6.59 \text{KN.m} \end{array} \right.$

$$\text{En appui: } \begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 7.894 = 2.368 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 7.764 = 2.329 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec $d_x = 12,5\text{cm}$ $d_y = 11,5\text{cm}$

Tableau III.25. Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	6.70	2.368	1.55	1.23	0.54	1.23	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens y-y'	6.59	2.329	1.65	1.2	0.58	1.2	4HA10=3.14	4HA10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification au poinçonnement :** $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : P_u est la charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm. ; } p_u = 86,805 \text{ KN}$$

$$p_u = 86,805 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100\text{cm}$; $d_x=12,5\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27,55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,2271 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,166 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

➤ **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64.3KN \Rightarrow \begin{aligned} M_{x1} &= q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 64.3 \times (0.08 + 0.2 \times 0.08) = 6.172KN.m \\ M_{y1} &= q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 64.3 \times (0.08 + 0.2 \times 0.08) = 6.172KN.m \end{aligned}$$

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

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \Rightarrow \begin{aligned} M_{x2} &= U_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0491 \times 64.3 \times 1.8^2 = 10.22KN.m \\ M_{y2} &= U_y \times M_{x2} = 0.9087 \times 10.22 = 9.28KN.m \end{aligned}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.39KN.m$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.45KN.m$$

- **Correction des moments**

En travée:

$$M_{tx} = 0.85 \times 16.39 = 13.93KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 15.45 = 13.13KN.m$$

En appui:

$$M_{ax} = 0.3 \times 16.39 = 4.917KN.m$$

$$M_{ay} = 0.3 \times 15.45 = 4.635KN.m$$

- **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens y-y = Sens x-x :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12,5 \text{ cm}; \quad y = 2,85\text{cm}; \quad I = 4295,8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,41 < 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.083 > 0.058 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0020 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage :

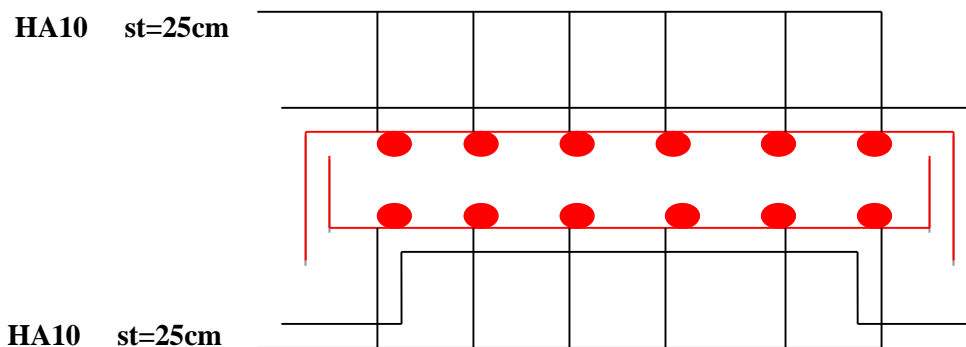


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .

III.4. Etudes de l'acrotère :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est nuisible.

Le calcul sera fait en flexion composée.

➤ Evaluation des charges :

$W_p = 2.274 \text{ KN}$

$Q = 1.00 \text{ KN}$

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

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA/V2003 (Article 6.2.3)}$

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA/V2003 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale obtenu dans le RPA/V2003 (Tableau 6.1)

W_p : Poids de l'acrotère.

Dans notre cas le groupe d'usage 02 et la zone IIa (Bejaia) : $A = 0.15, C_p = 0.8$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.274 \Rightarrow F_p = 1.079 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité G (X_g ; Y_g)

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{7.5 \times (20 \times 15) + 14 \times (28 \times 10) + 5 \times (10 \times 10) + 16 \times \left(\frac{18 \times 10}{2}\right)}{(20 \times 15) + (28 \times 10) + (10 \times 10) + \left(\frac{18 \times 10}{2}\right)}$$

⇒ $X_g = 10.532$ cm

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{10 \times (20 \times 15) + 25 \times (28 \times 10) + 35 \times (10 \times 10) + 33.33 \times \left(\frac{18 \times 10}{2}\right)}{(20 \times 15) + (28 \times 10) + (10 \times 10) + \left(\frac{18 \times 10}{2}\right)}$$

⇒ $Y_g = 21.428$ cm

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2.274$ KN

$M_G = 0$ KN.m

$N_Q = 0$ KN

$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.4 = 0.4$ KN.m

$N_{Fp} = 0$ KN

$M_{Fp} = F_p \times Y_p = 1.079 \times 21.428 = 0.231$ KN.m

L'acrotère travaille en flexion composée.

➤ **Combinaisons d'actions :**

Tableau III.26. Combinaison d'action.

Sollicitations	ELU (Acc)	ELU (F)	ELS
Combinaison des charges	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G+Q
N (KN)	2.274	3.07	2.274
M (KN.m)	1.37	0.6	0.4

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$N_u = 3.07$ KN, $M_u = 0.6$ KN.m

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{3.07} = 0.195 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.4}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.195 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage ce fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = \max (2 \text{ cm} ; 0.16 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + a \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{CBA93 (A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.4} = 0$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sus la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

α : Le rapport de moment de premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : longueur de flambement, $l_f = 2 \times h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h_0} \right) \Rightarrow \frac{0.8}{0.1} = 8 \text{ m} \leq \max \left(15 \text{ m} ; \frac{20 \times 0.195}{0.1} = 39 \text{ m} \right) = 39 \text{ m}$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times 0.8^2 \times (2 + 0 \times 2)}{10^4 \times 0.1} = 0.0038$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.195 + 0.02 + 0.0038 = 0.219 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.07 \times 0.219 = 0.672 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage de la section :**

Position du centre de pression C :

$$e_G = \frac{M_u G}{N_u} = \frac{0.672}{3.07} = 0.219 \text{ m}$$

$$e_G = 0.219 \text{ m} > Y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{C à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et C en dehors de la section \Rightarrow Section partiellement comprimée.

SPC : calcul par assimilation à la flexion simple.

Selon BAEL 91 :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.672 + 3.07 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.764 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uG}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.764 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_l > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) \Rightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.08 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{0.764 \times 10^{-3}}{348 \times 0.08} \Rightarrow A_l = 0.274 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.274 \times 10^{-4} - \frac{3.07 \times 10^{-3}}{348} = 0.186 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} > A_s \text{ donc on adopte : } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Espacement**

- ❖ Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
- ❖ Armatures de répartitions : $S_t \leq 40/3 = 13.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Ferraillage des armatures de réparation :**

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

$$\Rightarrow A_r = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 40/3 = 13.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_p + Q = 1.079 + 1 = 2.079 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.079 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.026 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée

➤ Vérification a l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m}, N_{ser} = 3.07 \text{ KN}, M_{ser} = 0.4 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL91 la verification des contraintes se fait a la façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.4}{3.07} = 0.13 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G > e_y \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$C = e_G - e_y = 0.13 - 0.05 = 0.08 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) = -3 \times 0.08^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.08) = -0.019 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 = -2 \times 0.08^3 - \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.08) = -0.001 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.019 y_c - 0.001 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} \Rightarrow \Delta = -1.615 \times 10^{-8}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right), Y_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right), Y_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2P}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \Rightarrow \varphi = 7.243^\circ$$

$$\alpha = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}} \Rightarrow \alpha = 0.159^\circ$$

$$Y_1 = 15.886 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -85.23 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 14.699 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$(Y_c + C) < h = 10 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 15.886 \text{ cm} \Rightarrow 15.886 + 8 = 23.886 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$Y_2 = -85.23 \text{ cm} \Rightarrow -85.23 + 8 = -77.23 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$Y_3 = 14.699 \text{ cm} \Rightarrow 14.699 + 8 = 22.699 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc : $Y = -0.77 \text{ m}$

$$\mu_1 = \frac{b \times Y^2}{2} + 15A' \times (C - d') - 15A \times (d - Y) = \frac{1 \times -0.77^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.77)$$

$$\mu_1 = 0.293 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.07 \times 10^{-3} \times 0.77}{0.293} = 0.008 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_1} \times (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{0.4 \times 10^{-3}}{0.293} \times (0.08 + 0.77) = 1.74 \times 10^{-5} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ Schéma de ferrailage :

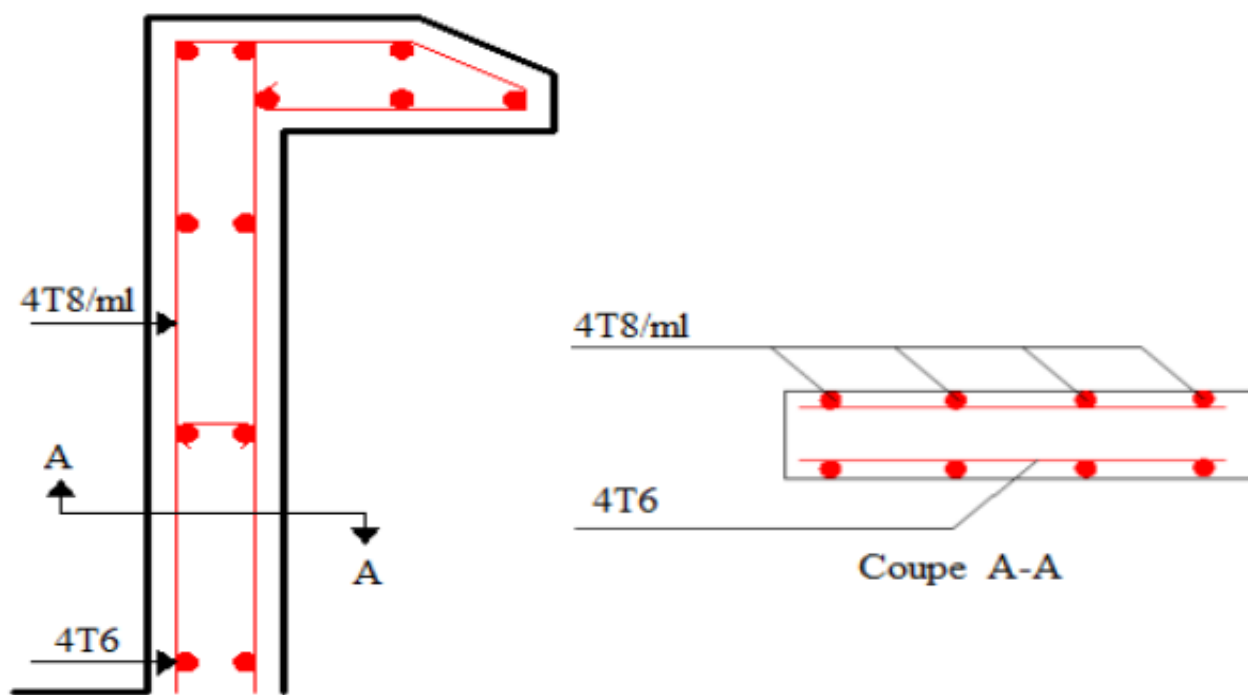


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

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

VI.1. 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 de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

VI.2. 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 accélérogrammes.

VI.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions 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 :**

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 :

$$V_{sr} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.....RPA99/V2003 (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 :

- Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa=> A = 0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. RPA99/V2003(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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots\text{RPA99/V2003 (Formule 4.4)}$$

Avec :P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère (q)	Observé	P _{q/x-x}	Observé	P _{q/y-y}
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	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_{tot}:Poids total de la structure

$$W = n \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

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)RPA99/V2003.

β = 0.2 pour usage d'habit

D'après le SAP 2000, on trouve : **W_{tot}**= 36786.425KN

D: Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissementη.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99/V2003 (Tableau 4.7), Le sol d’implantation de notre structure est classé : Site **S2** Sol ferme ,Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

η : Facteur de correction de l’amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.763$$

$$T_c = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-6).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

$h_N = 36.72m$

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 : $C_T = 0.050$

$$T_1 = 0.05 \times (36.72)^{3/4} = 0.74s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. $L_x = 23.5m$, $L_y = 18.45m$

$$\begin{cases} T_2^x = 0.68s \\ T_2^y = 0.76s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique est :

$$\begin{cases} T_x = \min(0.74; 0.68) = 0.68s \\ T_y = \min(0.74; 0.76) = 0.74s \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3 \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.34m \\ T_2 < T_y < 3 \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.27m \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.2}{5} \times 36786.425 = 1774.577KN$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.27 \times 1.2}{5} \times 36786.425 = 1681.875KN$$

VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- **Principe :**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

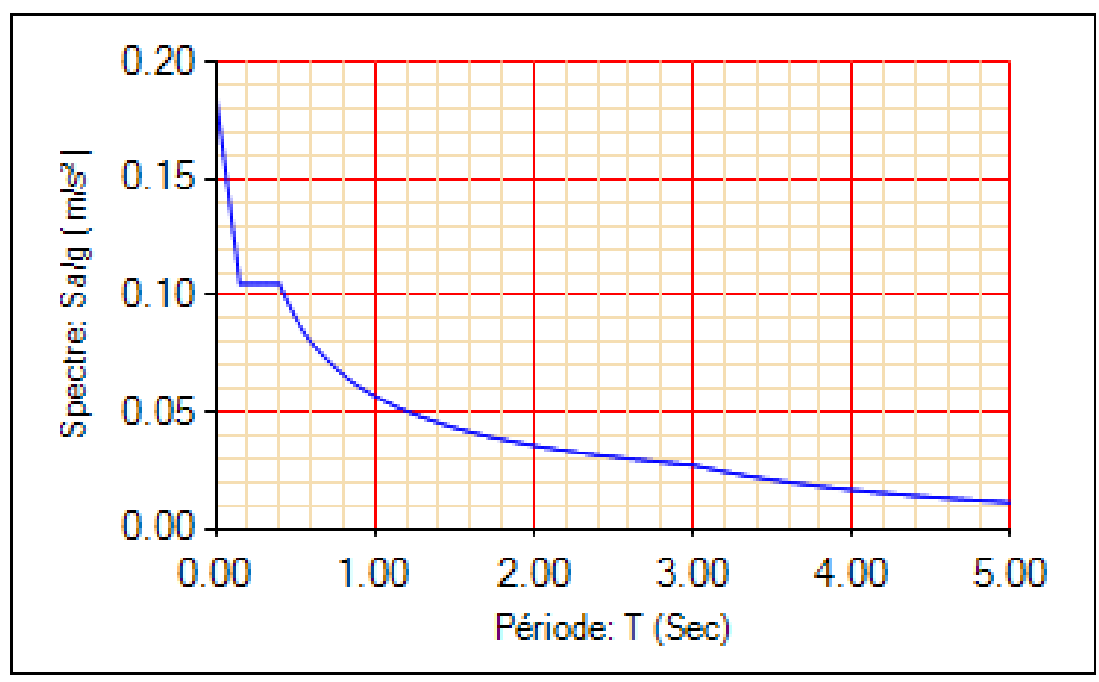


Figure IV.1. Spectre de réponse.

- **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

- **Description de logiciel SAP 2000/V14.2.2:**

Cette structure est modélisée par logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

VI.3. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voile son a retenu la disposition représentée ci-dessous :

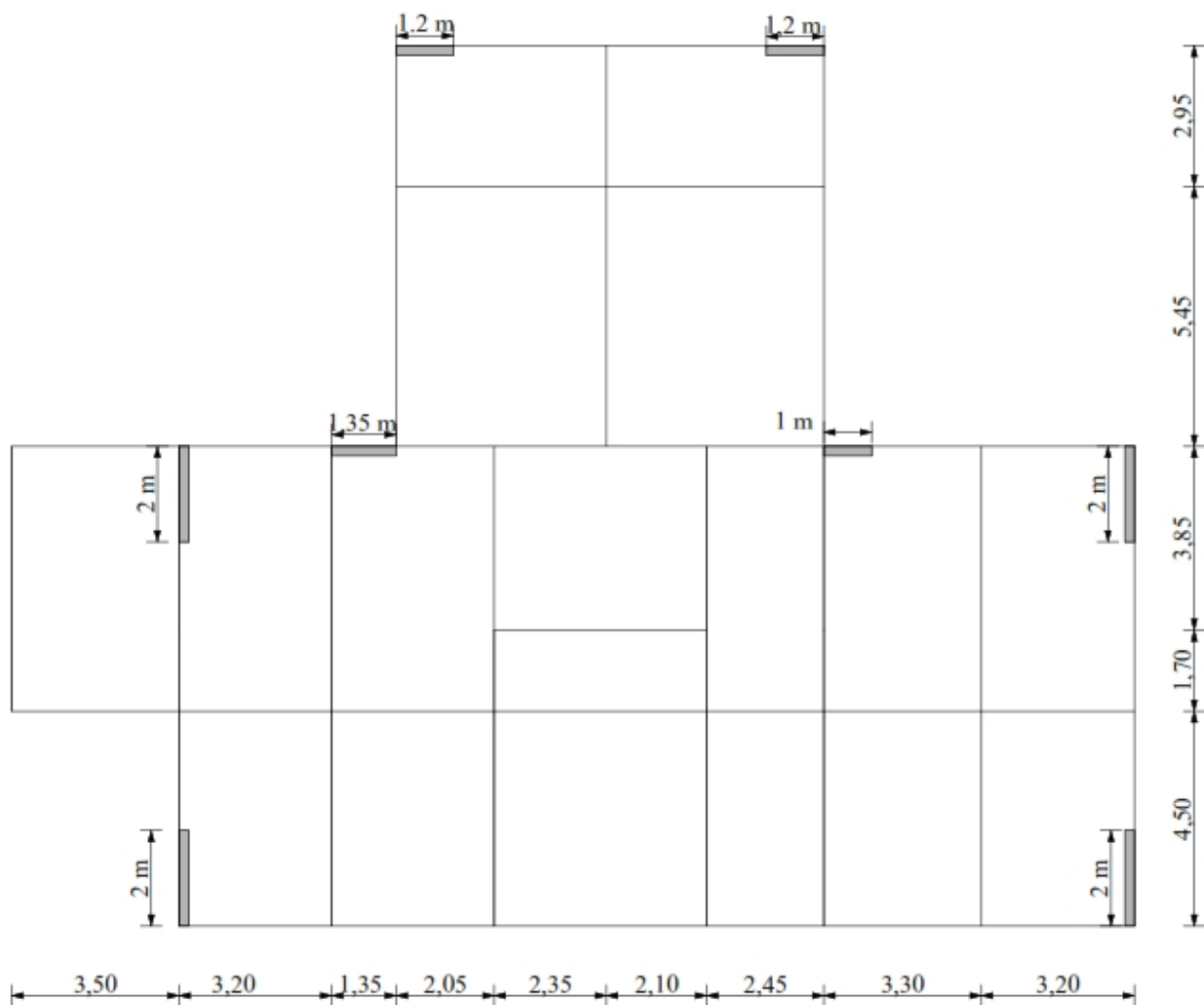


Figure IV.2. Disposition des voiles.

VI.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 :

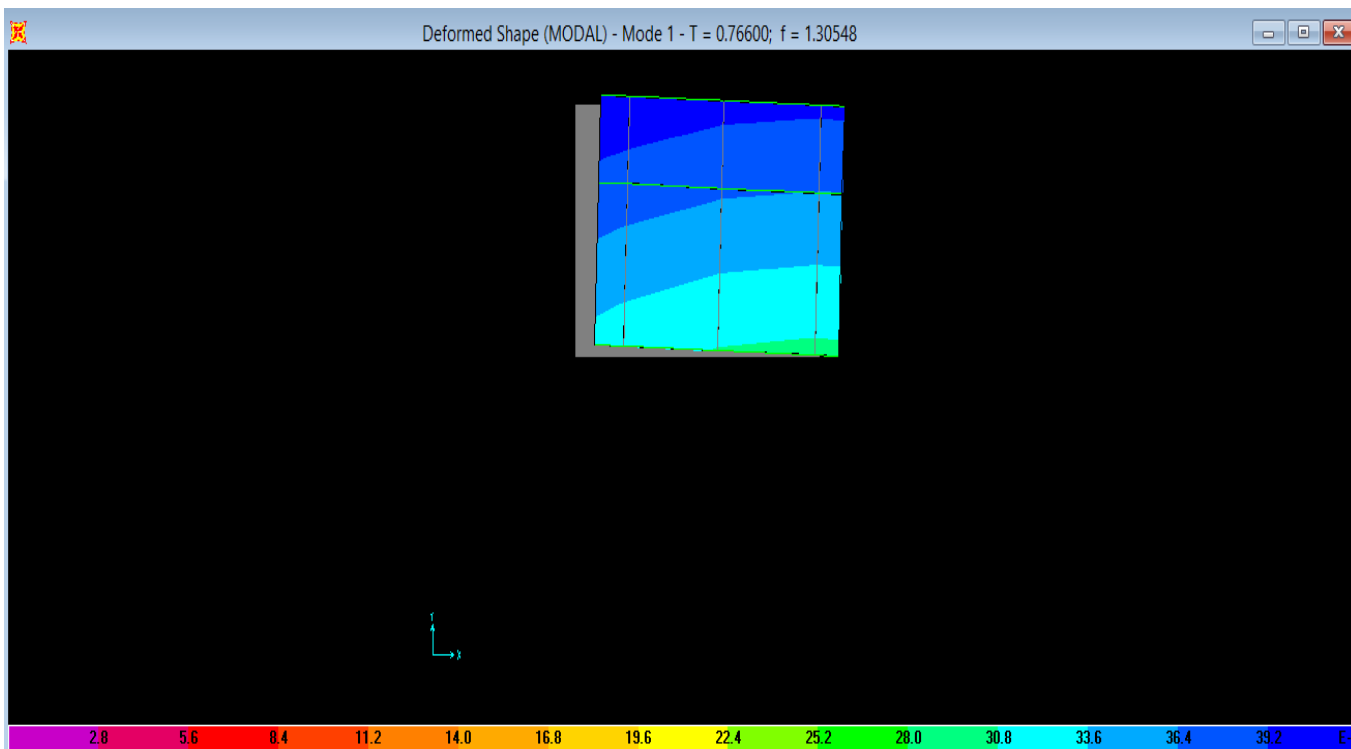


Figure IV.3. 1^{er} mode de déformation(Translation suivant x-x).

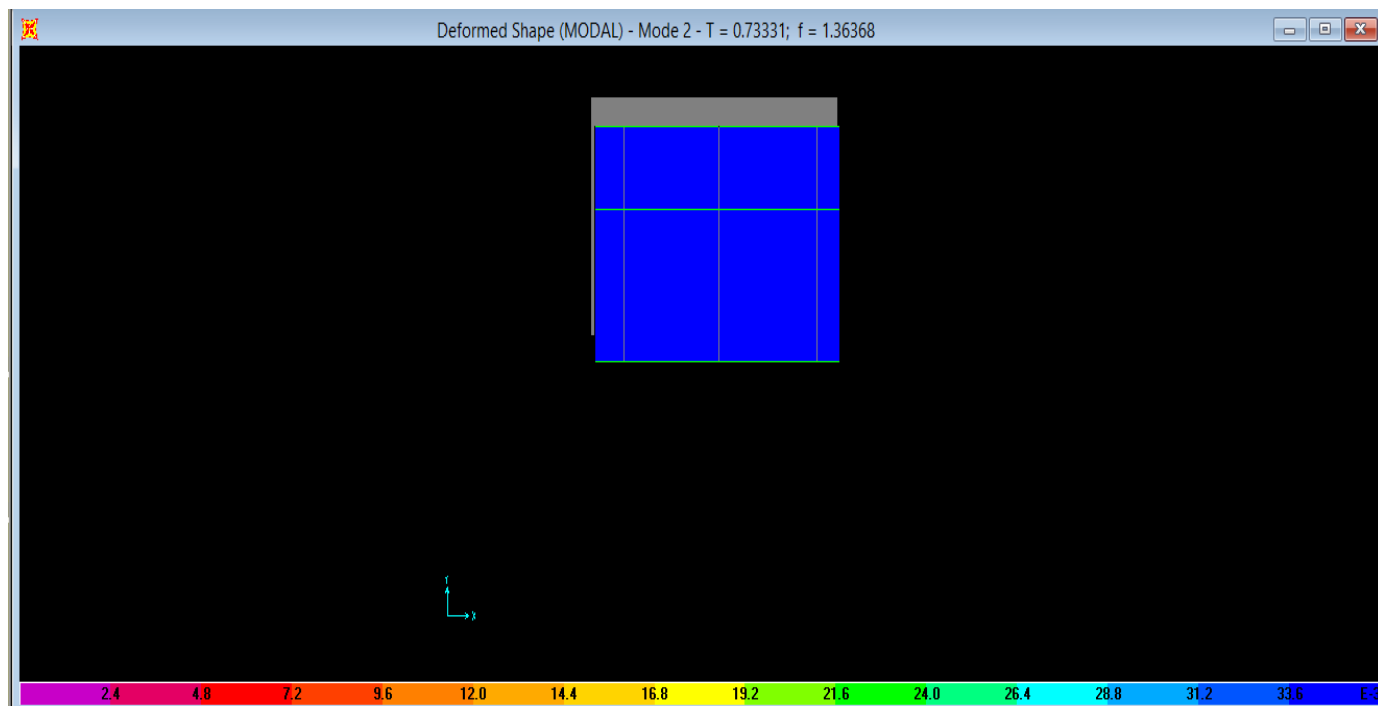


Figure IV.4. 2^{eme} mode de déformation (Translation suivant y-y).

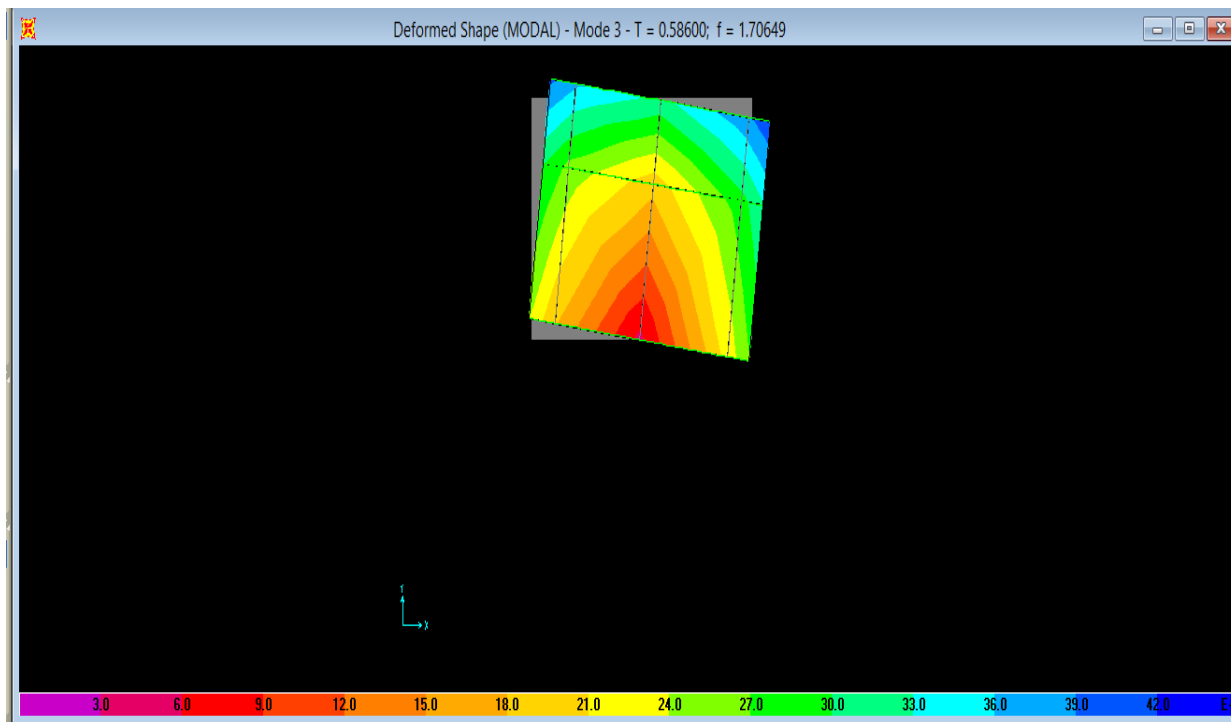


Figure IV.5. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).

VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique.

Mode	Période (s)	UX ²	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.766001	0.62449	0.01899	8.692E-07	0.62449	0.01899	8.692E-07
2	0.73331	0.02243	0.66379	0.000001286	0.64691	0.68277	0.000002155
3	0.585998	0.08685	0.00161	2.516E-08	0.73377	0.68439	0.00000218
4	0.315307	0.00015	0.1131	0.00001976	0.73392	0.79748	0.00002194
5	0.287503	0.09504	0.00016	0.00001775	0.82896	0.79764	0.00003969
6	0.272254	0.0018	0.00014	0.000003967	0.83076	0.79779	0.00004366
7	0.173903	0.00214	0.06686	0.00013	0.8329	0.86464	0.00018
8	0.169303	0.057	0.00315	0.00003829	0.88989	0.86779	0.00021
9	0.161081	3.933E-06	0.00002981	0.0014	0.8899	0.86782	0.00161
10	0.141329	0.00512	0.00004648	0.00003541	0.89502	0.86787	0.00165
11	0.127559	0.00004107	0.02623	0.00013	0.89506	0.8941	0.00177
12	0.105628	0.02373	0.000002154	0.0003	0.91879	0.8941	0.00207
13	0.101381	3.717E-06	4.774E-10	0.00001783	0.9188	0.8941	0.00209
14	0.093822	0.01098	0.00009	0.00007826	0.92978	0.89419	0.00217
15	0.086767	0.00061	0.0281	0.0000682	0.93039	0.92229	0.00223

Analyse des résultats :

La participation modale du premier et deuxième mode suivant la direction y est atteinte les 90 % partir du 15 mode ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes.

VI.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques :

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charges repris (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
RDC	37124.411	4191.554	89.85488055	10.14511945
1er étage	31828.082	3197.939	90.86981933	9.130180673
2er étage	28990.7	3240.553	89.94592919	10.05407081
3er étage	24855.747	2806.777	89.85350361	10.14649639
4er étage	20562.614	2530.895	89.04066506	10.95933494
5er étage	16699.481	2060.021	89.01878632	10.98121368
6er étage	12796.193	1651.327	88.57016983	11.42983017
7er étage	8793.204	1260.213	87.46482912	12.53517088
8er étage	5808.226	703.183	89.20075517	10.79924483
9er étage	4170.775	531.056	88.70533628	11.29466372
10er étage	2332.989	410.034	85.05174765	14.94825235
11er étage	305.648	126.105	70.79232802	29.20767198

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf dernier étage . Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles et des poteaux comme suit :

Voiles : (Epaisseur = 20cm)

Poteaux :

Les poteaux rectangulaires :

- RDC et 1^{er} à 3^{eme} étage (70×70) cm²
- 4^{eme} à 6^{eme} étages (60×60) cm²
- 7^{eme} à 9^{eme} étages (50×50) cm²
- 10^{eme} et 11^{eme} étages (40×40) cm²

Les sections des poteaux circulaires :

- RDC (D=70) cm

Poutre :

- Poutre principales (50×30) cm²
- Poutre secondaire (45×30) cm²

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1110.888	630.169	63.80538	36.194622	860.75	887.066	49.24717	50.75283
1er étage	1128.509	372.148	75.201	24.799005	924.379	749.455	55.22525	44.77475
2er étage	1163.229	453.941	71.92991	28.070085	1016.229	604.127	62.7164	37.2836
3er étage	1135.228	370.05	75.4165	24.583499	1025.89	482.806	67.99846	32.00154
4er étage	1000.83	366.208	73.21157	26.788429	903.518	463.984	66.07069	33.92931
5er étage	906.429	300.076	75.12849	24.871509	842.826	357.026	70.24416	29.75584
6er étage	823.994	193.891	80.95158	19.048419	795.398	215.181	78.70716	21.29284
7er étage	587.751	222.1	72.5752	27.424798	560.797	116.788	82.76408	17.23592
8er étage	361.042	250.463	59.04155	40.958455	575.737	9.523	98.37286	1.62714
9er étage	339.473	141.897	70.52226	29.477741	458.501	4.698	98.98575	1.014251
10er étage	160.051	57.277	73.64491	26.355095	271.835	7.699	97.24577	2.754227
11er étage	26.489	29.378	47.41439	52.585605	58.013	7.162	89.01112	10.98888

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, 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} , nous avons :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces.

	Vst (KN)	Vdyn (KN)	Vdyn/Vst	observation
Sens x-x	1774.577	1768.974	0.99	Vérifie
Sens y-y	1681.875	1758.657	1.04	Vérifie

Analyse des résultats :

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

VI.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA/V2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.

Sens x-x							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0.0008	0.004	0	0.004	3.06	0.00130719	Vérifiée
1er étage	0.0024	0.012	0.004	0.008	3.06	0.00261438	Vérifiée
2er étage	0.0044	0.022	0.012	0.01	3.06	0.00326797	Vérifiée
3er étage	0.0066	0.033	0.022	0.011	3.06	0.00359477	Vérifiée
4er étage	0.0088	0.044	0.033	0.011	3.06	0.00359477	Vérifiée
5er étage	0.0109	0.0545	0.044	0.0105	3.06	0.00343137	Vérifiée
6er étage	0.0128	0.064	0.0545	0.0095	3.06	0.00310458	Vérifiée
7er étage	0.0147	0.0735	0.064	0.0095	3.06	0.00310458	Vérifiée
8er étage	0.0167	0.0835	0.0735	0.01	3.06	0.00326797	Vérifiée
9er étage	0.0185	0.0925	0.0835	0.009	3.06	0.00294118	Vérifiée
10er étage	0.0199	0.0995	0.0925	0.007	3.06	0.00228758	Vérifiée
11er étage	0.0212	0.106	0.0995	0.0065	3.06	0.00212418	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.

Sens y-y							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
RDC	0.0005	0.0025	0	0.0025	3.06	0.00081699	Vérifiée
1er étage	0.0017	0.0085	0.0025	0.006	3.06	0.00196078	Vérifiée
2er étage	0.0031	0.0155	0.0085	0.007	3.06	0.00228758	Vérifiée
3er étage	0.0045	0.0225	0.0155	0.007	3.06	0.00228758	Vérifiée
4er étage	0.006	0.03	0.0225	0.0075	3.06	0.00245098	Vérifiée
5er étage	0.0074	0.037	0.03	0.007	3.06	0.00228758	² Vérifiée
6er étage	0.0087	0.0435	0.037	0.0065	3.06	0.00212418	Vérifiée
7er étage	0.0101	0.0505	0.0435	0.007	3.06	0.00228758	Vérifiée
8er étage	0.0117	0.0585	0.0505	0.008	3.06	0.00261438	Vérifiée
9er étage	0.0132	0.066	0.0585	0.0075	3.06	0.00245098	Vérifiée
10er étage	0.0146	0.073	0.066	0.007	3.06	0.00228758	Vérifiée
11er étage	0.0158	0.079	0.073	0.006	3.06	0.00196078	Vérifiée

Analyse des résultats :

D’après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens.x } \Delta_{k \max} = 0.011 \text{ cm} < 1\% h_e = 3.06 \text{ cm} \\ \text{Sens.y } \Delta_{k \max} = 0.008 \text{ cm} < 1\% h_e = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

➤ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveaux	hk (m)	Pk (t)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk (m)	Vk (t)	θ	Δk (m)	Vk (t)	θ
RDC	3.06	31133.189	0.004	1741.057	0.02337487	0.0025	1747.816	0.0145528
1er étage	3.06	28653.631	0.008	1500.657	0.0499191	0.006	1673.834	0.03356581
2er étage	3.06	24587.621	0.01	1617.17	0.04968661	0.007	1620.356	0.03471224
3er étage	3.06	20521.358	0.011	1505.278	0.04900728	0.007	1508.696	0.0311158
4er étage	3.06	16669.406	0.011	1367.038	0.04383397	0.0075	1367.502	0.02987666
5er étage	3.06	12837.923	0.0105	1206.505	0.03651182	0.007	1199.852	0.02447618
6er étage	3.06	8900.257	0.0095	1017.885	0.02714601	0.0065	1010.579	0.01870786
7er étage	3.06	5730.125	0.0095	809.851	0.02196651	0.007	677.585	0.01934536

8er étage	3.06	4159.596	0.01	611.505	0.0222295	0.008	585.26	0.01858108
9er étage	3.06	2434.511	0.009	481.37	0.01487489	0.0075	463.199	0.01288202
10er étage	3.06	381.672	0.007	217.328	0.00401746	0.007	279.534	0.00312343
11er étage	3.06	0	0.0065	55.867	0	0.006	65.75	0

Analyse des résultats :

Puisque tous les coefficients θ_k est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

VI.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section(cm2)	Bc(cm2)	Nd(KN)	V	Observation
RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	(70x70)	4900	2633.669	0.21499339	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	(60x60)	3600	1637.961	0.18199567	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	(50x50)	2500	980.826	0.15693216	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	(40x40)	1600	392.939	0.09823475	Vérifiée

Poteaux circulaires :

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm2)	Bc (cm2)	Nd (KN)	v	Observation
---------	---------------	----------	---------	---	-------------

RDC	$(\pi \times 70^2)/4$	3848.451	1045.068	0.108	Vérifiée
-----	-----------------------	----------	----------	-------	----------

Conclusion :

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique ; effet P- Δ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Chapitre V

Etude des

éléments structuraux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux:

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q + E \quad ; \quad 0.8G + Q \\ G + Q \quad \quad \quad ; \quad G + Q - E \quad ; \quad 0.8G - E \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.1.1.Recommandations du RPA 99/Version2003:

a) Armatures longitudinal :(Article7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal:
 - ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales)
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définit par l' et h'
 $l' = 2h$
 $h' = \max (h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$
 $(h_1 \times b_1)$: section du poteau
 h_e : Hauteur d'étage

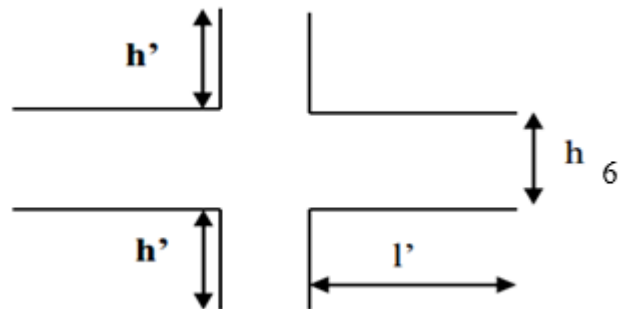


Figure V.1. Zone nodale

- **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA:**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tableau V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires Préconisés par le RPA99/V2003

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	39.2	196	294
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	28	144	216
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
10 ^{ème} et 11 ^{ème}	40×40	12.8	64	96

Poteaux circulaires :

Tableau V.2. Les sections minimales et maximales dans les poteaux circulaires Préconisés par le RPA99/V2003.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	(π×70 ²)/4	30.787	153.938	230.907

b) Armature transversale:

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (1) \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur total de la section brute

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il pris égale a :

2.5 Si λ_g ≥ 5

λ_g : l'elancement géométrique.

3.75 Si λ_g < 5

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : Longueur de flambement de poteau.

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

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1) Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \min (\min 10\phi^{min} , 15 \text{ cm})$ en zone IIa.

Dans la zone courante $t \leq 15 \phi^{min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5 ; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 ; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\%$ RPA 99 (Article 7.4.2.2)
- Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\phi^{min}$.

Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre de et diamètre suffisants $\phi_{cheminé} > 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2.Sollicitations dans les poteaux:

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	-2633.669	14.485	-36.259	116.828	150.886	-1040.135
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	-1637.961	46.859	-20.076	13.413	-121.366	-464.776
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	-980.826	37.234	-1.074	3.376	-77.321	-130.964
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	-392.939	22.728	-9.314	18.664	-56.284	-171.319

Poteaux circulaires :**Tableau V.4.** Sollicitations dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
RDC	$(\pi \times 70^2)/4$	-1045.068	-8.578	-284.663	60.672	-66.676	-1017.494

V.1.1. Ferrailage des armatures longitudinales:

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :**Tableau V.5.** Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	A_{cal} SAP (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	49	39.2	4HA25+12HA20 = 57.34
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	42.25	28	4HA25 + 12HA16 = 43.77
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	25	20	4HA20+ 8HA16 = 28.65
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	16	12.8	4HA20 + 4HA16 = 20.61

Poteaux circulaires :**Tableau V.6.** Armatures longitudinales des poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	A_{cal} SAP (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
RDC	$(\pi \times 70^2)/4$	38.485	30.787	14HA20 = 43.98

V.1.3.Ferrailage des armatures transversales:

➤ Exemple de calcul:

prend pour exemple de calcul le poteau du RDC à 3^{ème} étage (70 × 70) cm²

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.7} = 3.06 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 306 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 6.147 \text{ cm}^2$$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \phi_{\max} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

➤ Espacement :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l\min}, 15\text{cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l\min} = 15 \times 2 = 30\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$

➤ Quantité d'armature minimal :

On a : $\lambda_g < 5$, d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 70) = 3.5 \text{ cm}^2$

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 70) = 5.25 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre **HA10 = 3.14 cm²**

➤ Résultats du calcul des armatures transversales :

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Poteaux rectangulaires:

Tableau V.7.Armature transversale des poteaux rectangulaires.

Niveaux	RDC à 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70 × 70	60 × 60	50 × 50	40 × 40
ϕ_l^{\max} (cm)	2.5	2.5	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	2	1.6	1.6	1.6

$l_0 (cm)$	306	306	306	306
$l_f (cm)$	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.06	3.57	4.284	5.355
$V_u (KN)$	-58,701	82,614	-56,665	44,269
$l_r (cm)$	100	100	80	64
t zonenodale (cm)	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t (cm^2)$	1.179	1.936	1.594	1.556
$A_t^{min} (cm^2)$	3.5	3	2.5	2
$A_t^{adop} (cm^2)$	4.524	3.14	3.14	2.012
Nombre des barres	4HA12	4HA10	4HA10	4HA8

Poteaux circulaires:

Tableau V.8. Armatures transversales des poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	$\phi_l^{max} (cm)$	$\phi_l^{min} (cm)$	$l_0 (cm)$	$l_f (cm)$	λ_g	$V_u (KN)$	$l_r (cm)$
RDC	$(\pi \times 70^2) / 4$	2	2	306	214.2	3.06	-18.576	80
		t zone nodale (cm)	t' zone courante (cm)	ρ_a	$A_t (cm^2)$	$A_t^{min} (cm^2)$	$A_t^{adop} (cm^2)$	N° des barres
		10	15	3.75	0.372	3.85	4.71	6HA10

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}) \Rightarrow \text{ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

V.1.5.Vérification :

V.1.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent entre justifier 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

A_s =Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r =Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α :est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (i : rayon de giration) ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 4 \times \frac{l_f}{D} \text{ Pour les poteaux circulaires}$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \sqrt{\frac{\pi \times D^4}{64}}$ et $B = \pi \times \frac{D^2}{4}$

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

$$B_r = \pi \times \frac{(D-2)^2}{4} \text{ Pour les poteaux circulaires.}$$

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

• Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :

$$N_d = 2633.669KN$$

$$l_f = 2.142m \rightarrow \lambda = 10.6 < 50 \rightarrow \alpha = 0.835$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.462m^2$$

$$N_u = 0.835 \times \left[\frac{0.462 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{57.34 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7145.554KN$$

$$N_d = 2633.669KN < N_u = 7145.554KN \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Poteaux rectangulaires:

Tableau V.9.Vérification du flambement pour les poteaux rectangulaires.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	3.06	2.142	10.6	0.835	57.34	0.462	2633.669	7145.554	Vérifiée
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	3.06	2.142	12.36	0.829	43.77	0.336	1637.961	5159.485	Vérifiée
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	14.84	0.821	28.65	0.230	980.826	3497.670	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	3.06	2.142	18.55	0.805	20.61	0.144	392.939	2227.266	Vérifiée

Poteaux circulaires:

Tableau V.10.Vérification du flambement pour les poteaux circulaires.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC	(π×70 ²)/4	3.06	2.142	12.23	0.829	43.98	0.726	1045.068	11146.71	Vérifiée

On remarque bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression :

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 à chaque niveau là où il y a une réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure}$$

$B = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

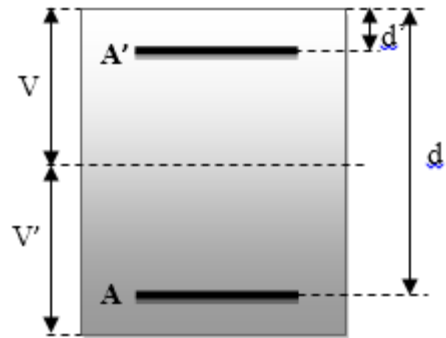


Figure V.2. Section d'un poteau.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Poteaux rectangulaires :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC à 3 ^{ème} étage	70 × 70	67	57.34	39.778	30.222	0.028	1919.445	20.619	4.98	2.07	15
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60 × 60	57	43.77	34.165	25.835	0.015	1193.456	34.031	4.79	1.29	15
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50 × 50	47	28.65	28.227	21.773	0.007	714.516	31.261	4.99	0.467	15
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40 × 40	37	20.61	22.753	17.247	0.003	286.713	35.872	0.482	0.402	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D’après le RPA99/Version2003 (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 :

$$\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.04 \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux rectangulaires :

Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	214.2	3.06	0.04	67	58.701	0.125	1	Vérifiée
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	57	82.614	0.242	1	Vérifiée
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.284	0.04	47	56.665	0.241	1	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	214.2	5.355	0.04	37	44.269	0.299	1	Vérifiée

Poteaux circulaires:

Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC	$(\pi \times 70^2)/4$	214.2	3.06	0.04	67	18.576	0.04	1	Vérifiée

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.1.6. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement : L_r**

Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

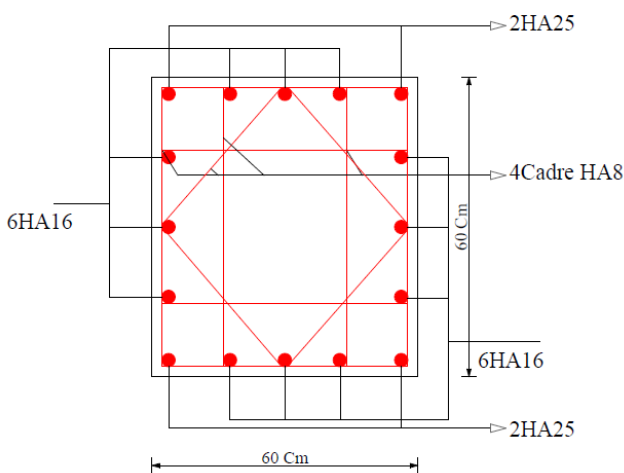
$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$

$\phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ soit : } L_r = 80cm$

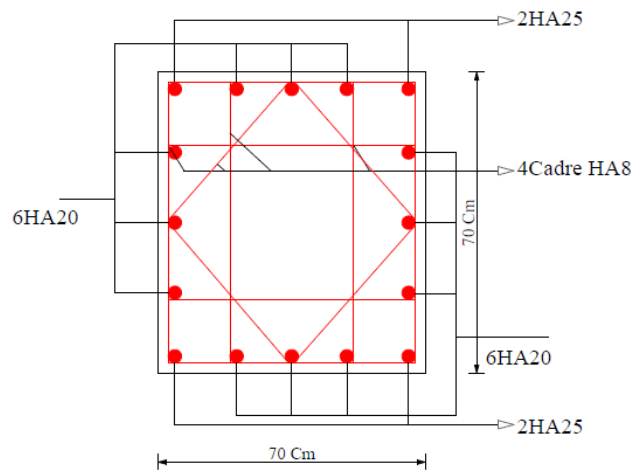
$\phi_l = 25mm \Rightarrow L_r \geq 100cm, \text{ soit : } L_r = 100cm$

- **Schéma de ferrailage:**

Poteau rectangulaire :



RDC à 3^{ème} étage



4^{ème} à 6^{ème} étage

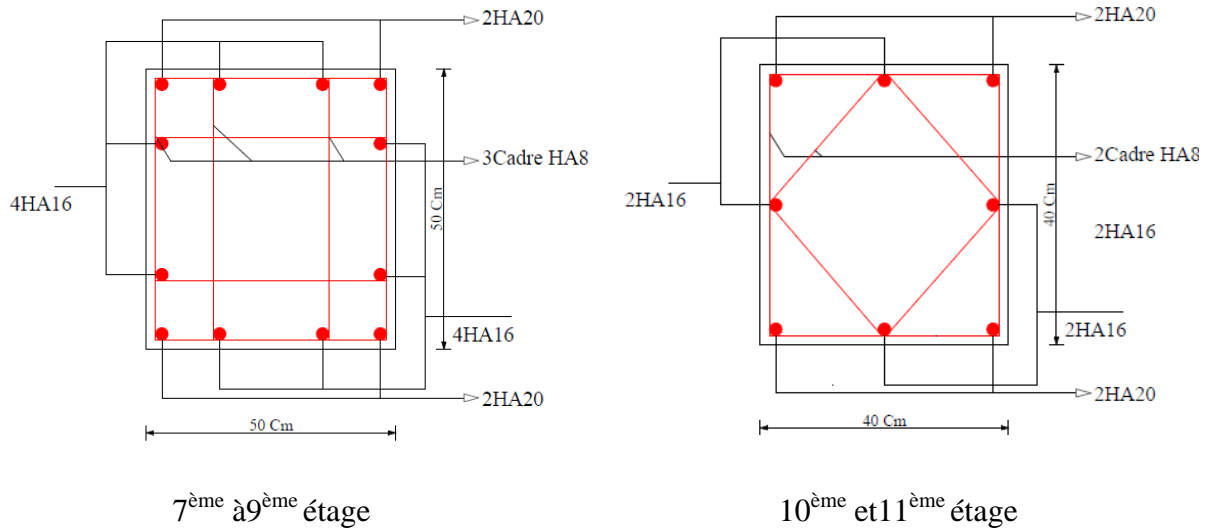


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires.

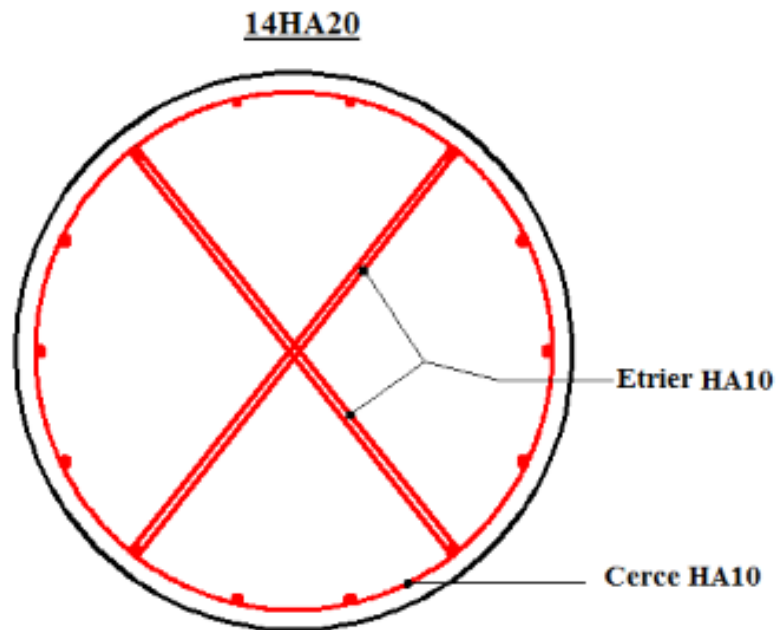


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux circulaires

V.2. Etude des poutres :

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 (30×50) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×45) cm² qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (*M*, *N*, *T*) on procède au ferrailage en respectant les

prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée 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/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \dots\dots\dots RPA99(Article5.2) \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a) Armature longitudinal :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % de la section de béton en zone courante.
6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué a 90%.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armature transversals :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003 :

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

Poutres	Section(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	30×50	7.5	60	90
Secondaire	30×45	6.75	54	81

V.2.3. Sollicitations de calculs :

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travee} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travee} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Etages courants	124.285	-160.652	-143.239	111.817	-119.452	-116.273
Terrasse inaccessible	86.056	-113.318	-140.115	45.759	-45.77	77.125

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales :

Les calculs de ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16. Armatures longitudinales des poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Etage courant	P. Principales	30×50	Appuis	10.48	7.5	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	7.98		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	30×45	Appuis	8.68	6.75	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	8.09		3HA16+2HA14 = 9.11
Terrasse inaccessible	P. Principales	30×50	Appuis	7.25	7.5	2HA16+4HA14 = 10.18
			travées	5.44		2HA16+4HA14 = 10.18
	P. Secondaires	30×45	Appuis	3.2	6.75	2HA16+4HA14 = 10.18
			travées	3.2		2HA16+4HA14 = 10.18

- **Longueur de recouvrement :**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$$

$$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$$

V.2.5.Ferrailage des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_l le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_l \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 14.28; 30) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Poutre secondaires :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 12.85; 30) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales :**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$$

$$\text{Poutre principales : } S_t \leq \min(12.5; 14.4) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10cm$$

$$\text{Poutre secondaires : } S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2$$

$$\text{Poutre principales : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25cm \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15cm$$

$$\text{Poutre secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15cm$$

- **Section minimal d'armature transversale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 2.25cm^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.2.6.Vérification :

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.739 \text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.558 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, FPN \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17.Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	143.239	0.995	Vérifiée
Poutres secondaires	116.273	0.901	Vérifiée

τ_u < τ_u ⇒ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	10.65	143.239	160.652	4.619	-6.573	Vérifiée
Poutres secondaires	10.18	116.273	119.452	3.434	-5.531	Vérifiée

• Vérification a L'ELS :

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.19.Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	91.355	17.672	192595.603	8.38	15	Vérifiée
	Travée	81.359	17.672	192595.603	7.46	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	34.985	17.368	186469.187	3.25	15	Vérifiée
	Travée	36.753	17.368	186469.187	3.42	15	Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

➤ Etage courant:

• Poutre principales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{555} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{50}{555} = 0.09 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{10.65}{30 \times 48} = 0.0074 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• Poutre secondaires:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{445} = 0.101 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{45}{445} = 0.101 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{9.11}{30 \times 43} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Terrasse inaccessible:

• Poutre principales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{555} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{50}{555} = 0.09 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{7.6}{30 \times 48} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• Poutre secondaires:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{445} = 0.101 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{45}{445} = 0.101 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{7.6}{30 \times 43} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Vérification des zones nodales :Selon le RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique quela somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux .Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

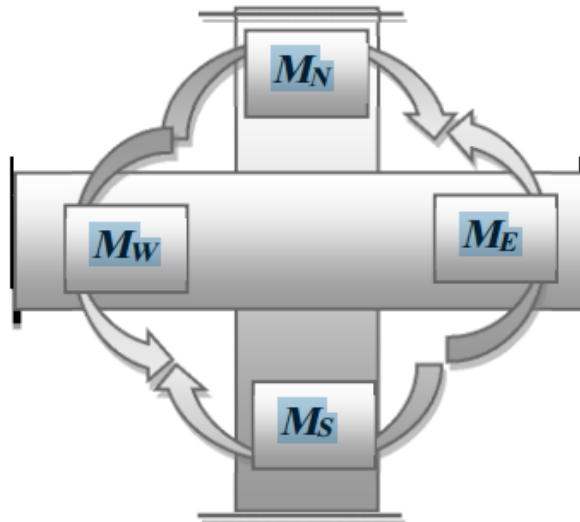


Figure V.5. Schéma de la zone nodale.

- **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 du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$\text{Telle que : } M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$Z = 0.9 \times h$$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tableau V.20. Moments résistant dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	Mr(KN.m)
RDC à 3 ^{ème} étage	70×70	63	57.34	1256.494
4 ^{ème} à 6 ^{ème} étage	60×60	54	43.77	822.115
7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage	50×50	45	28.65	448.435
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	36	20.61	258.073

Poteaux circulaires :

Tableau V.21. Moments résistant dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	Mr(KN.m)
RDC	$(\pi \times 70^2)/4$	63	43.98	963.735

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.22. Moments résistant dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etage courant	Poutre principale	30×50	45	10.65	166.696
	Poutre secondaire	30×45	40.5	9.11	128.332
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30×50	45	10.18	159.339
	Poutre secondaire	30×45	40.5	10.18	143.405

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.23. Vérification de la zone nodale (étage courant).

Niveaux	Poutre	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W + M _E) (KN.m)	Vérification
RDC	PP	1256.494	1256.494	166.696	2512.988	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	1256.494	1256.494	166.696	2512.988	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	1256.494	1256.494	166.696	2512.988	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	1256.494	822.115	166.696	2078.609	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	822.115	822.115	166.696	1644.23	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	822.115	822.115	166.696	1644.23	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée

6 ^{ème} étage	PP	822.115	448.435	166.696	1270.55	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	448.435	448.435	166.696	896.87	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	448.435	448.435	166.696	896.87	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	448.435	258.073	166.696	706.508	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
10 ^{ème} étage	PP	258.073	258.073	166.696	516.146	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée
11 ^{ème} étage	PP	258.073	258.073	166.696	516.146	416.740	Vérifiée
	PS			159.339		398.347	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

• Exemple de ferrailage d'une poutre principale :

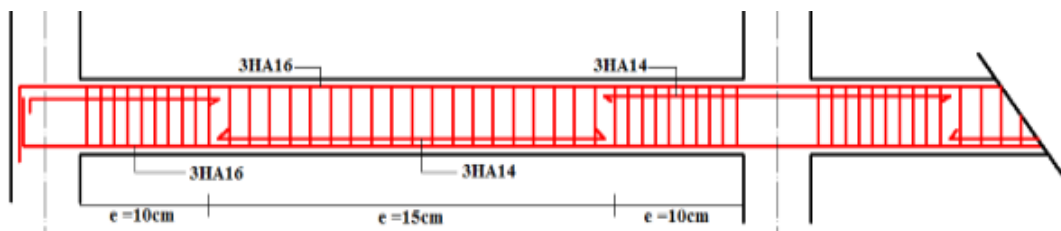


Figure V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

On a le même ferrailage pour tous les niveaux

Etage courant :

Poutres principales :

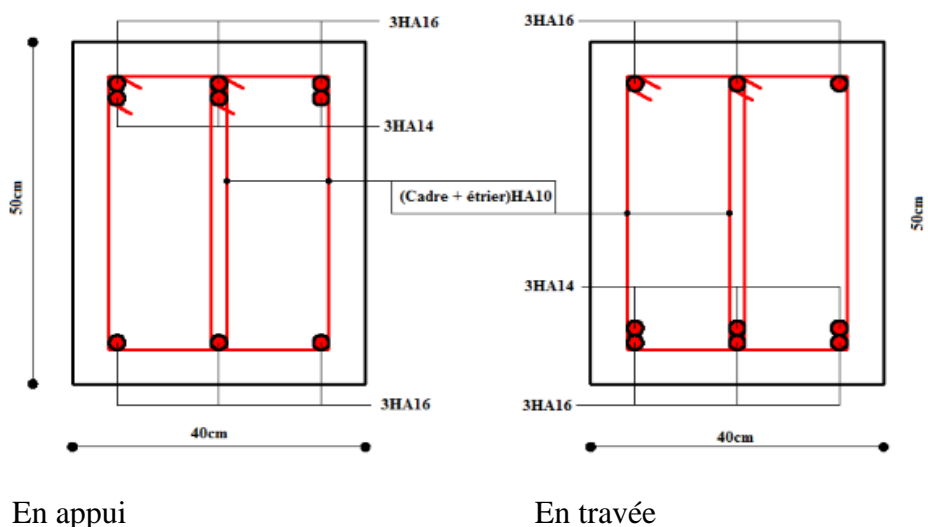


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales.

Poutres secondaire:

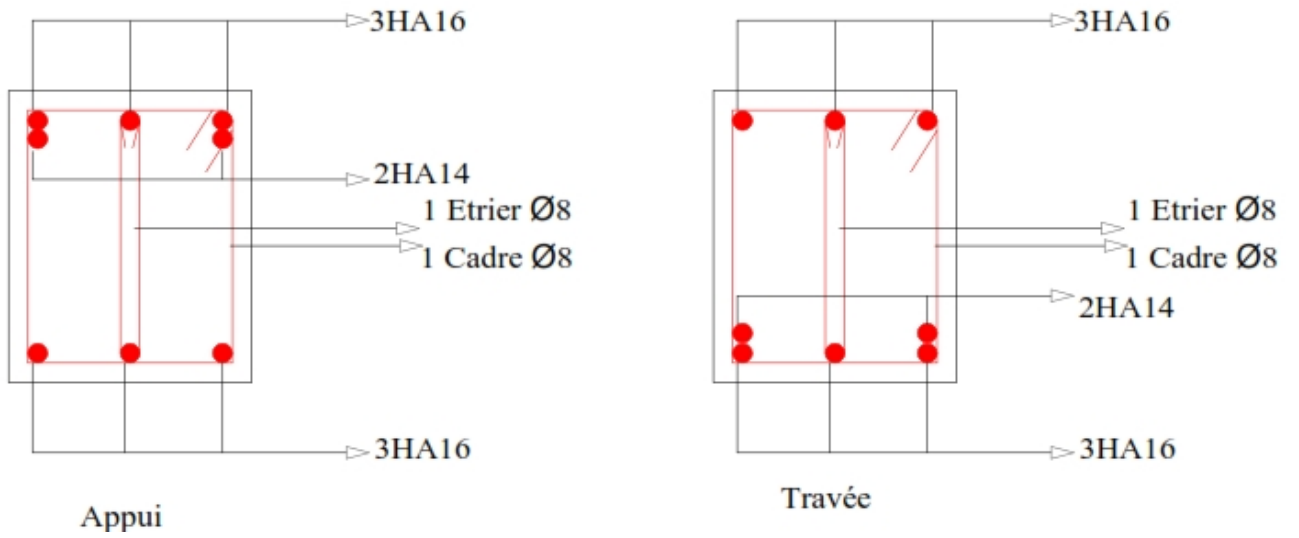


Figure V.8.Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

Terrasse inaccessible:

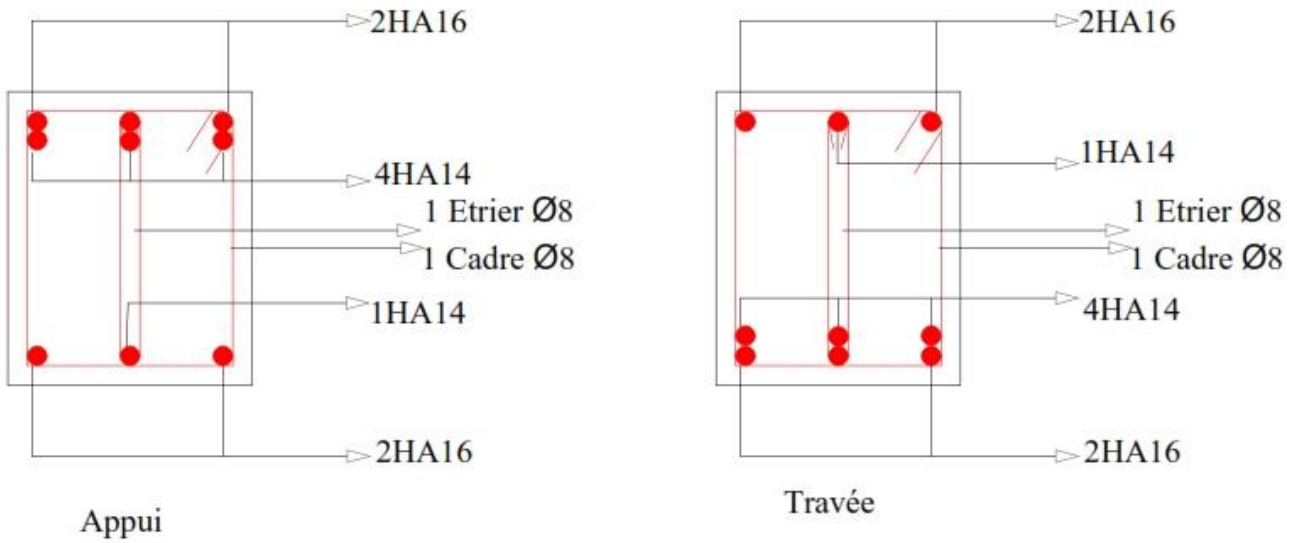


Figure V.9.Schéma de ferrailage des poutres (terrasse inaccessible).

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\blacksquare \quad \text{Voiles élancés} \quad \frac{h}{l} > 1.5 \quad ; \quad \text{Voiles courts} : \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :**a) Les armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_f 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 ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

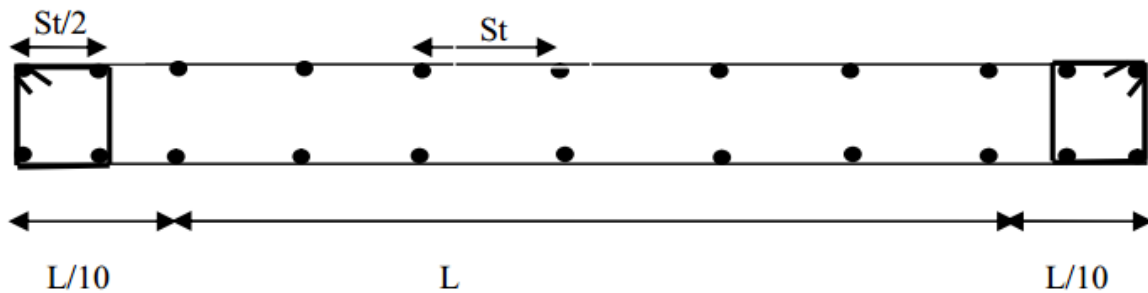


Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ Dans la zone extrême de voile

$A_{min} = 0.10 \times b \times h$ Dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$ avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Disposition des voiles :

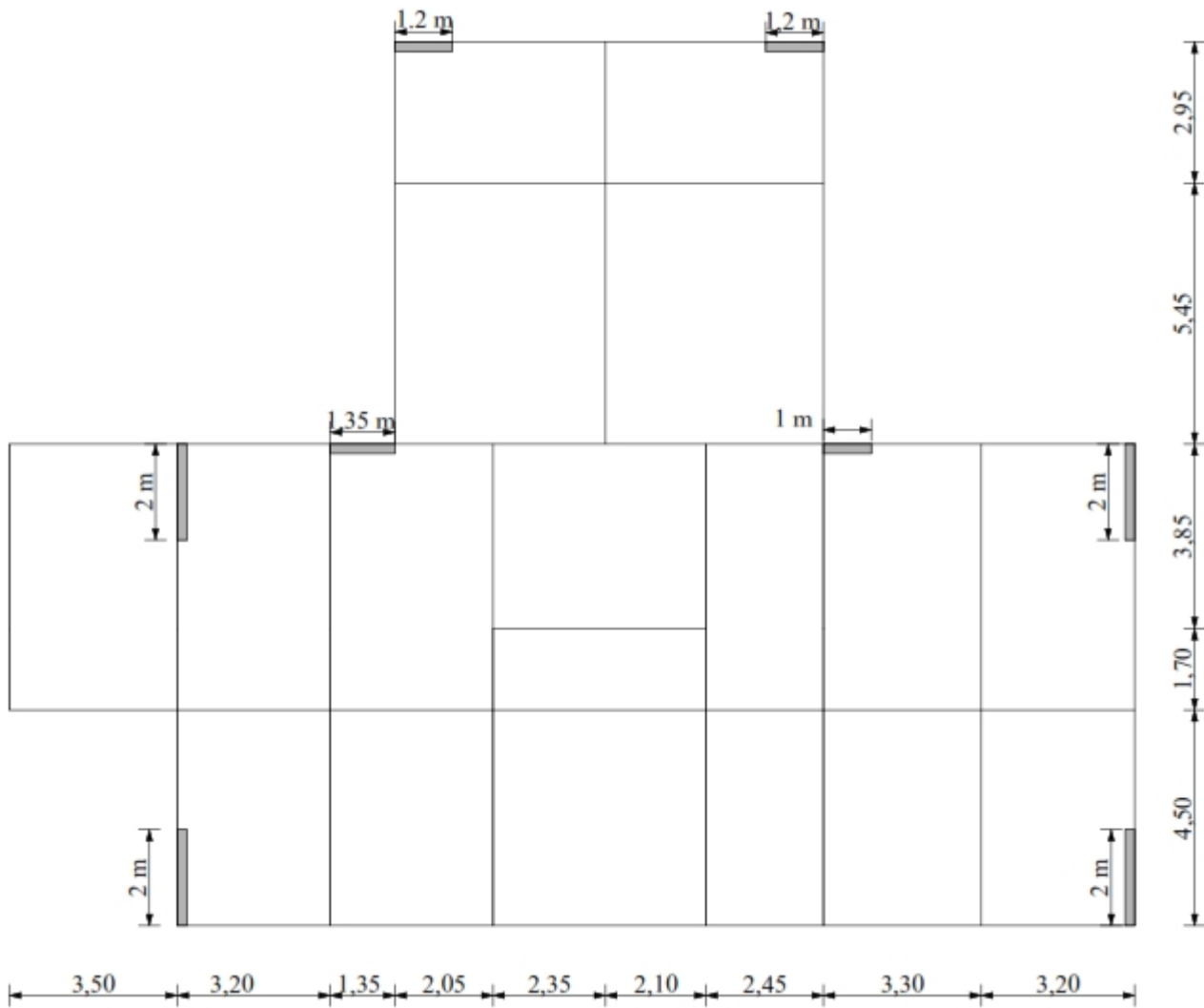


Figure V.11. Schéma de répartition des voiles.

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.2m$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC; 1ère ; 2 et 3ème étage	1364.27	22.802	1742.889	1063.914	633.663	-1716.8797	277.448
4,5 et 6 ^{ème} étage	988.032	112.6998	1110.8672	764.033	459.335	-982.2896	159.415
7,8, 9,10 et 11 ^{ème} étage	100.604	374.2666	374.2666	100.604	1.337	-2.0286	-27.508

Tableau V.25.Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1m$ à tous les niveaux.

$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
666.809	-5.2629	-163.4832	364.147	213.647	-162.0132	-92.76
515.703	-15.3727	-146.7969	322.338	203.107	-142.6671	-98.268

Tableau V.26.Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.35m$ à tous les niveaux.

$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
749.11	10.8945	505.5677	651.906	282.68	-493.4446	245.403
505.432	5.9312	175.5804	444.744	184.389	-169.532	118.849
382.799	74.956	149.4756	357.628	117.326	-61.3402	105.439

Sens y-y :

Tableau V.27.Sollicitations maximales dans le voile $V_y=2m$ à tous les niveaux.

$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
2437.458	-1200.5897	-1278.2784	2021.056	1067.304	-192.0825	-760.446
1451.091	-759.1306	-3191.8308	1164.523	673.79	2237.6179	-464.711
389.838	-304.3857	-913.7797	342.044	157.466	528.4827	-320.521

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

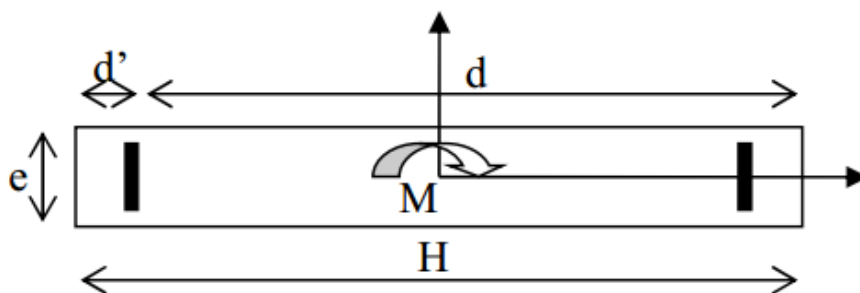


Figure V.12.Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$$

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.28. ferrailage le voile $V \times 1 = 1.2m$ sur toute la hauteur.

Niveau	RDC; 1 à 3 ^{ème} étage	4 à 6 ^{ème} étage	7 à 11 ^{ème} étage
L (cm)	120	120	120
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	22.802	112.6998	374.2666
N (KN)	1364.27	988.032	100.604
V (KN)	277.448	159.415	-27.508
section	SEC	SEC	SPC
τ Mpa	1.798	1.033	0.178
A_v cal /face (cm ²)	17.766	15.872	7.862
A_v min/face (cm ²)	3.6	3.6	3.6
A_v adop/face (cm ²)	21.3	16.58	9.24
N^{barre} /face	6HA16+6HA14	6HA16+4HA12	6HA14
extrémité	10	10	10
Milieu	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	2.25	1.29	0.22
A_v min/face (cm ²)	3.6	3.6	0.6
A_v adop/face (cm ²)	4.71	4.71	3.14
N^{barre} /face	6H10	6HA10	4HA10
St (cm)	25	25	25

Tableau V.29. ferrailage le voile $V \times 2 = 1m$ sur toute la hauteur.

Niveau	RDC;1 à 3ème étage	4 à 7 ^{ème} étage
L (cm)	100	100
e (cm)	20	20
M (KN.m)	-5.2629	-15.3727
N (KN)	666.809	515.703
V(KN)	-92.76	-98.268
section	SEC	SEC
τ Mpa	0.721	0.764
Av cal /face (cm ²)	8.532	7.023
Av min/face (cm ²)	3	3
Av adop/face (cm ²)	9.24	9.05
N ^{barre} /face	6HA14	8HA12
extrémité	10	10
Milieu	15	15
Ah cal/face (cm ²)	0.9	0.96
Av min/face (cm ²)	3	3
Av adop/face (cm ²)	3.14	3.14
N ^{barre} /face	4HA10	4HA10
St (cm)	25	25

Tableau V.30.Ferrailage du voile $V_{x3}=1.35$ sur toute la hauteur.

Niveau	RDC;1 à 3ème étage	4 à 6 ^{ème} étage	7 à 11 ^{ème} étage
L (cm)	135	135	135
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	10.8945	5.9312	74.956
N (KN)	749.11	505.432	382.799
V(KN)	245.403	118.849	105.439
section	SEC	SEC	SEC
τ Mpa	1.414	0.685	0.607
Av cal /face (cm ²)	9.667	6.483	6.768
Av min/face (cm ²)	4.05	4.05	4.05
Av adop/face (cm ²)	10.68	6.79	6.79
N ^{barre} /face	6HA14+4HA12	6HA12	6HA12
extrémité	10	10	10
Milieu	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.77	0.86	0.76
Av min/face (cm ²)	4.05	4.05	4.05
Av adop/face (cm ²)	4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face	6HA10	6HA10	6HA10
St (cm)	25	25	25

Tableau V.31.Ferrailage du voile $V_{y1}=2$ m sur toute la hauteur.

Niveau	RDC;1 à 3ème étage	4 à 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
L (cm)	200	200	200
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	-1200.5897	-759.1306	-304.3857
N (KN)	2437.458	1451.091	389.838
V(KN)	-760.446	-464.711	-320.521
section	SEC	SPC	SPC
τ Mpa	2.957	1.807	1.264
Av cal /face (cm ²)	45.053	27.454	8.806
Av min/face (cm ²)	6	6	6
Av adop/face (cm ²)	50.27	32.17	9.24
N ^{barre} /face	16HA20	16HA16	6HA14
extrémité	15	15	15
Milieu	10	10	10
Ah cal/face (cm ²)	3.7	2.26	1.56
Av min/face (cm ²)	6	6	6
Av adop/face (cm ²)	7.85	7.85	7.85
N ^{barre} /face	10HA10	10HA10	10HA10
St (cm)	25	25	25

Avec :

S.P.C :Section Partiellement Comprimée

S.E.C :Section Entièrement Comprimée

Exemples de schéma de ferrailage du voile ($V_{x1}= 1.35m$) RDC;1 à 3ème étage

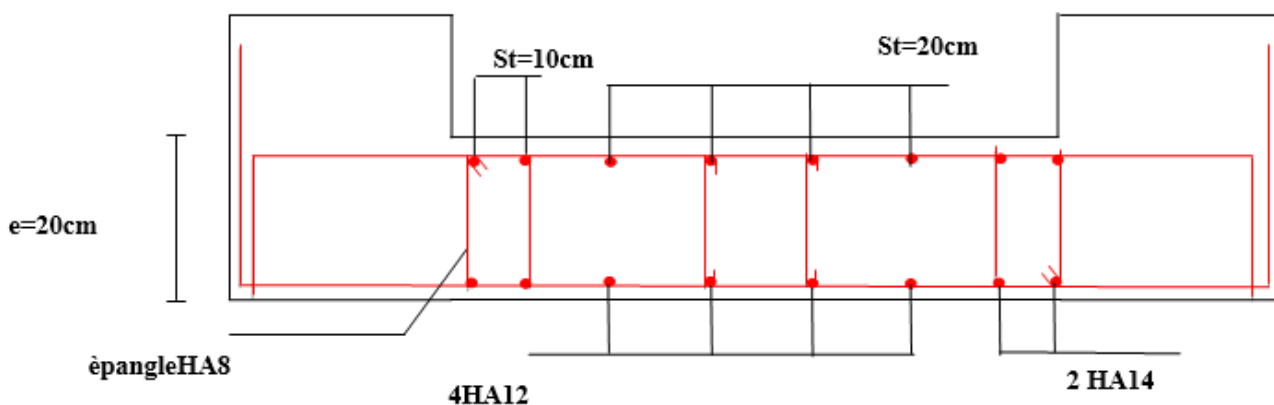


Figure V.13.Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les poutres sont ferrillées avec le minimum du RPA.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Chapitre VI

Etude

des fondations

Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.1. 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 de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 2 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0.8 \times G \pm E$$

VI.2. Eudes des fondations :

1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 2bar$: Contrainte admissible du sol.

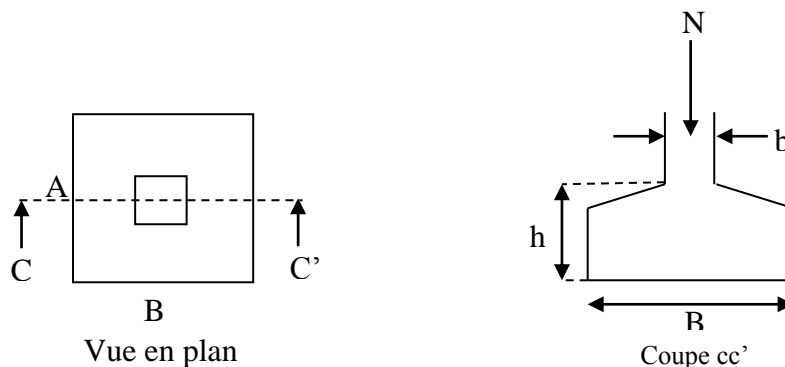


Figure VI.1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B

$$N = 2633.669KN ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.2MPa$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A

dans (1) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.70}{0.70} \times \frac{2.633669}{0.2}} = 3.628m$

$$\Rightarrow A = 3.628m$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.45 m et 5.55 m, donc on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

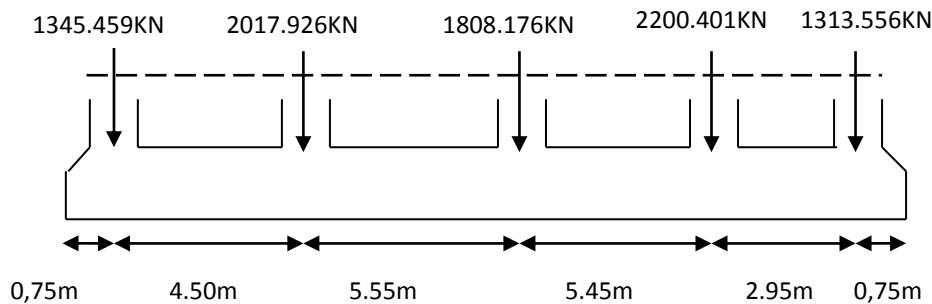


Figure VI.2. Semelle filante.

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N1 = 1345.459KN; N2 = 2017.926KN \\ N3 = 1808.176KN; N4 = 2200.401KN \\ N5 = 1313.556KN \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 8685.518KN$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 5 \times 20 \Rightarrow N_s = 100KN$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 8785.518KN$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8.785518}{0.2 \times 18.45} = 2.380m$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importante.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\max} = 5.20m$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{555}{10} = 55.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{555}{20} = 27.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30cm$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200KPa$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} \quad \text{ici } 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.758m \\ L_{\max} = 5.5m > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.332m \Rightarrow \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90cm$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} h_t = 90cm \\ I = 0.06075m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.738m \\ L_{\max} = 5.2m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.872m \Rightarrow \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec :

N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14

P_{radier} : Le poids de radier

$$N' = 41364.146 + 3251.8125 = 44615.9585 \text{ KN}$$

On à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 23.5 \times 18.45 \Rightarrow S_{bat} = 433.575 \text{ m}^2$

Donc : $S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{44615.9585 \times 10^{-3}}{0.2} \Rightarrow S_{rad} \geq 223.079 \text{ m}^2$

On opte: $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 433.575 \text{ m}^2$

3.2. Vérifications nécessaires :

• **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

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

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.7 + 0.7 + 2 \times 0.9) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6.4 \text{ m}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = \text{KN}$)

Donc : $Q_u = 2633.669 \text{ KN} < 0.045 \times 6.4 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 4320 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens x-x :

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N': Poids totale de la structure.

$$N' = N_s + P_{\text{radier}}$$

M_Y, M_X: Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 7283\text{m}^4 \text{ et } X_G = 11.75\text{m}$$

$$I_{yy} = 11371\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 29.65\text{m}$$

$$M_x = 9986.7224\text{KN.m}; M_y = 9010.9891\text{KN.m}$$

$$N' = 44615.9585 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{44615.9585}{433.575} + \frac{9986.722 \times 11.75}{7283} = 119.014\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{44615.9585}{433.575} - \frac{9986.722 \times 11.75}{7283} = 86.790\text{KN} / \text{m}^2$$

σ_{max} et σ_{min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 119.014 + 86.790}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.110\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y:

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{44615.9585}{433.575} + \frac{9010.9891 \times 29.65}{11371} = 126.398\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{44615.9585}{433.575} - \frac{9010.9891 \times 22.95}{11371} = 84.715\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 126.398 + 84.715}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.115\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{9986.7224}{44615.9585} = 0.223\text{m} < \frac{23.5}{4} = 5.875\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

- Sens y-y : $e = \frac{9010.9891}{44615.9585} = 0.201m < \frac{18.45}{4} = 4.612m \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 1.02 m).

γ_w : Poids volumique d'eau ($\gamma_w = 10KN/m^2$).

$56699.919KN \geq 1.5 \times 1.02 \times 433.575 \times 10 = 6633.6975KN \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa)$

On considéré une bande de largeur **b = 1ml**.

$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{56699.919 \times 5.55 \times 1}{2 \times 433.575} = 362.895KN$

$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27cm$

$\tau_u = \frac{362.895 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.344MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

3.3. Ferrailage :

3.3.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$L_x = 4.55m$; $L_y = 5.45m$, On fait le calcul pour une bande de 1 m.

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{59951.7315}{433.575} \Rightarrow q_u = 138.273KN/m^2$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 151.145KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 98.153KN.m \end{cases}$$

Moments en travées : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 128.472KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 83.430KN.m \end{cases}$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -75.572KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section (b×hr) = (1×0.3) m².

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; hr = 30cm ; b = 100cm ; $\rho = 0.80$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée : $\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.604cm^2 \\ A_y^{\min} = 2.400cm^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures//Lx : $S_t = 20cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm.$

- Armatures//Ly : $S_t = 20cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4cm^2 > 0.612cm^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrillages du radier.

Sens		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	128.472	16.02	2.604	14HA20= 43.98	20
	Appui	75.572	9.09	2.4	12HA16 = 24.11	20
Sens y-y	Travée	83.430	10.08	2.604	16HA16= 32.17	20
	Appui	75.572	9.09	2.4	12HA16= 24.13	20

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}. \\ V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} = 209.714 \text{KN}. \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 266.285 \text{KN}. \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 233.735 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{266.285 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 1.065 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• Vérification à l'ELS :

$$q_s = 102.902 \text{KN} / m$$

$$\rho = 0.83 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{aligned} \mu_x &= 0.0956 \\ \mu_y &= 0.7518 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 203.659 \text{KN.m} \\ M_0^y &= \mu_y \times M_0^x = 153.111 \text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 \times M_0^x = 173.110 \text{KN.m} \\ M_t^y &= 0.85 \times M_0^y = 130.144 \text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -101.829 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{MPa}.$$

Avec :

$$y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	173.110	12.72	168084.2261	13.10	189.707	Vérifiée
	Appui	101.829	10.31	114637.8248	9.15	195.729	Vérifiée
y-y	Travée	130.144	11.43	138634.8284	10.72	191.083	Vérifiée
	Appui	101.829	10.31	114637.8248	9.15	195.729	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures :**
 - Armatures/ L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.
 - Armatures/ L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$.

- **Schéma de ferrailage du radier :**

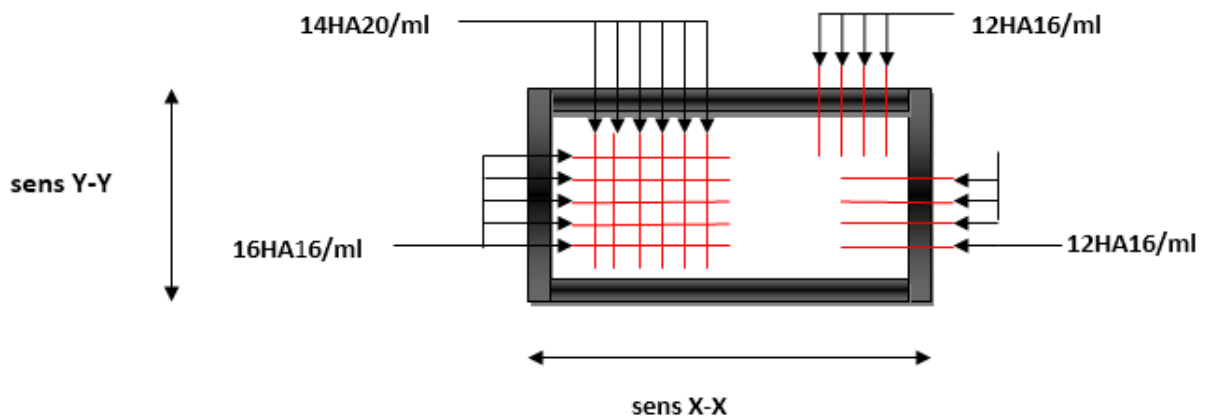


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

3.3.2. Calcul des nervures :

- **Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale : $P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

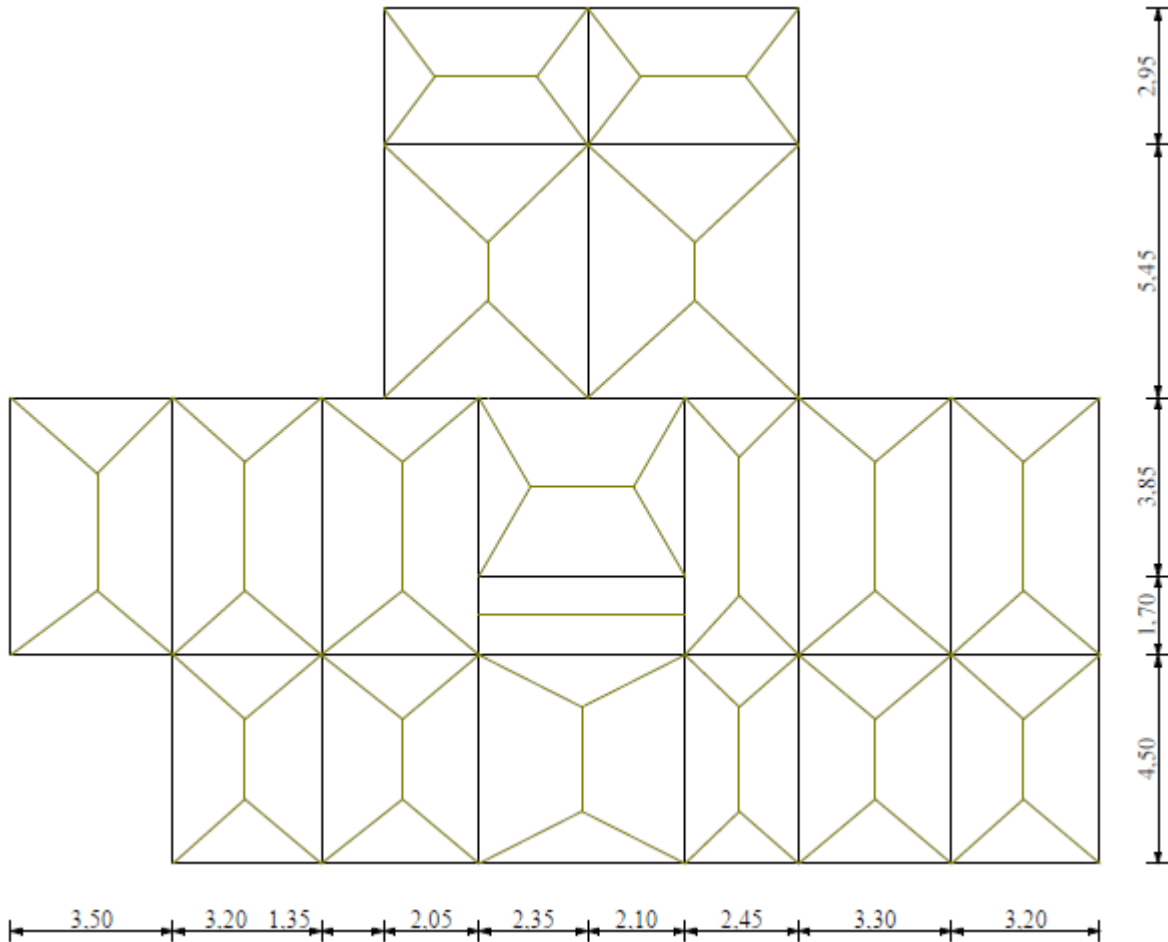


Figure VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$q_u = 138.273 \text{KN/m}^2$; $q_s = 102.902 \text{KN/m}$

• **Calcul des sollicitations :**

Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} 1 & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens x-x: $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P'_1$

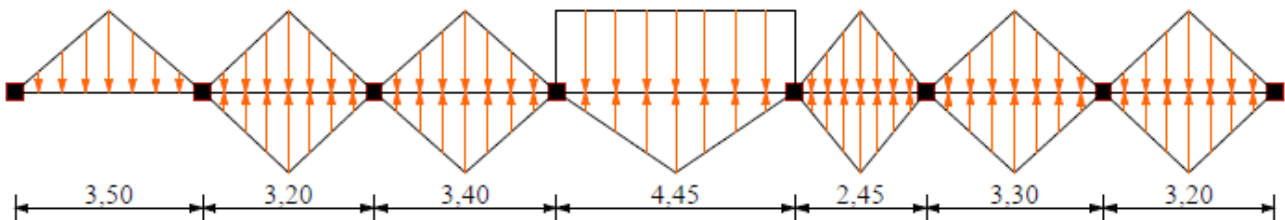


Figure VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.3. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{\max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.5	3.5	161.318	0	230.335	2.225	342.558	2193.240
B-C	3.2	2.56	294.982	230.335	250.804	1.646	417.706	
C-D	3.4	2.72	313.418	250.804	811.592	2.892	829.373	
D-E	4.45	3.56	820.419	811.592	825.153	2.247	1160.674	
E-F	2.45	1.96	225.845	825.153	186.642	0.659	735.005	
F-G	3.3	2.64	304.200	186.642	307.477	1.914	440.131	
G-H	3.2	3.2	294.982	307.477	0	0.905	364.112	

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.5	3.5	120.052	0	171.427	2.225	254.938
B-C	3.2	2.56	219.524	171.427	186.647	1.646	310.860
C-D	3.4	2.72	233.244	186.647	603.982	2.892	617.215
D-E	4.45	3.56	610.551	603.982	614.074	2.248	863.767
E-F	2.45	1.96	168.073	614.074	138.898	0.659	546.987
F-G	3.3	2.64	226.384	138.898	228.822	1.914	327.542
G-H	3.2	3.2	219.524	228.822	0	0.905	270.970

Sens y-y:

$$P_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P'_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P = P_2 + P'_2$$

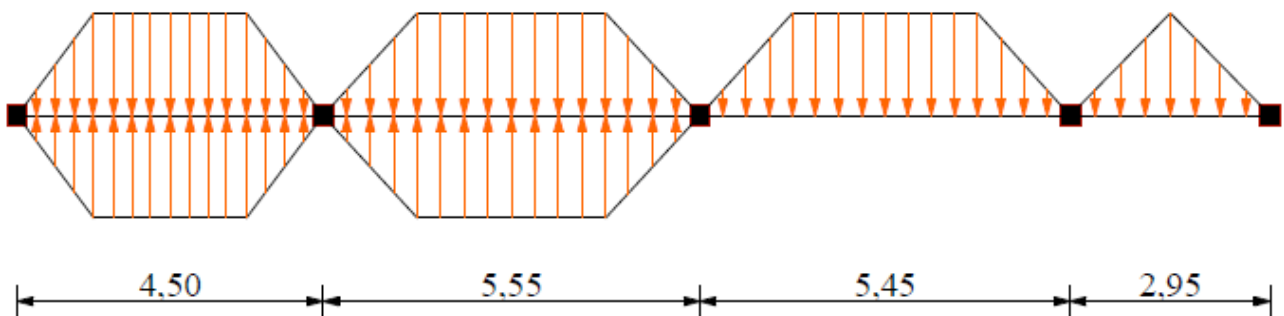


Figure VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	4.5	4.5	536.723	0	1447.757	4.576	1448.164	2403.313
B-C	5.55	4.44	698.130	1447.757	1138.559	2.372	1836.774	
C-D	5.45	4.36	290.269	1138.559	443.367	1.802	1363.181	
D-E	2.95	2.95	135.968	443.367	0	0.388	453.777	

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.5	4.5	399.426	0	1077.412	4.576	1077.715
B-C	5.55	4.44	519.544	1077.412	847.301	2.372	1366.913
C-D	5.45	4.36	216.01	847.301	329.942	1.802	1014.463
D-E	2.95	2.95	101.186	329.942	0	0.388	337.691

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h = 90\text{cm} ; h_0 = 30\text{cm} ; b_0 = 60\text{cm} ; d = 85\text{cm}.$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{455}{10}; \frac{545}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(45.5; 272.5)$

soit : $b_1 = 40\text{cm}$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 140\text{cm}$

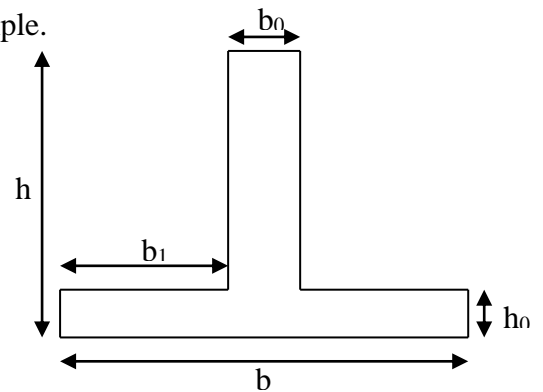


Figure VI.7. Section à ferrailler

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	1160.674	40.99	14.36	16HA25=78.54
	Appui	825.153	28.76	14.36	14HA20=43.98
y-y	Travée	1836.774	66.71	14.36	16HA25+6HA20=97.39
	Appui	1447.757	51.72	14.36	16HA25=78.54

• Vérifications :

A P'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2193.240 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.85} = 1.843MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{2403.313 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.85} = 2.019MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A P'ELS :

• État limite de compression du béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63MPa.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Vérification des contraintes des nervures du radier.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	863.767	34.49	4920276.1570	6.05	132.277	vérifiée
	Appui	614.074	27.53	3152558.3030	5.36	167.915	vérifiée
y-y	Travée	1366.913	37.32	5746740.5070	8.87	170.116	vérifiée
	Appui	1077.412	34.49	4920276.157	7.55	165.905	vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.7\text{mm}; 60\text{mm}; 25\text{mm}) = 25\text{mm} \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

Soit : $4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow (2\text{Cadre})$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (2.019 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 12.05\text{cm}$$

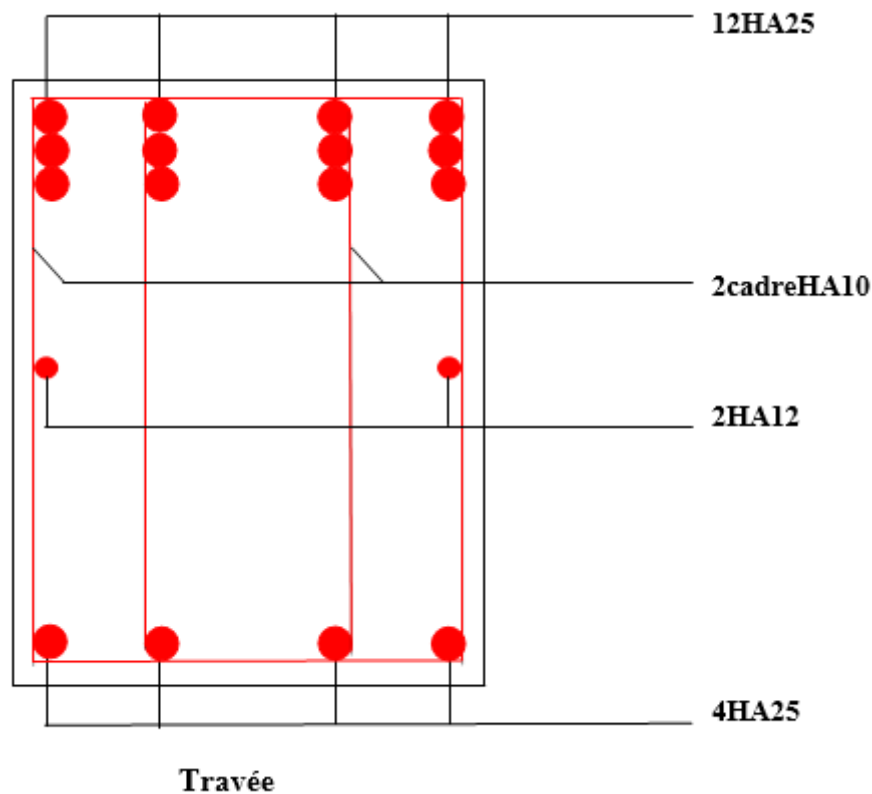
$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 52.33\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée

Schémas de ferrailage des nervures :

Sens x-x :



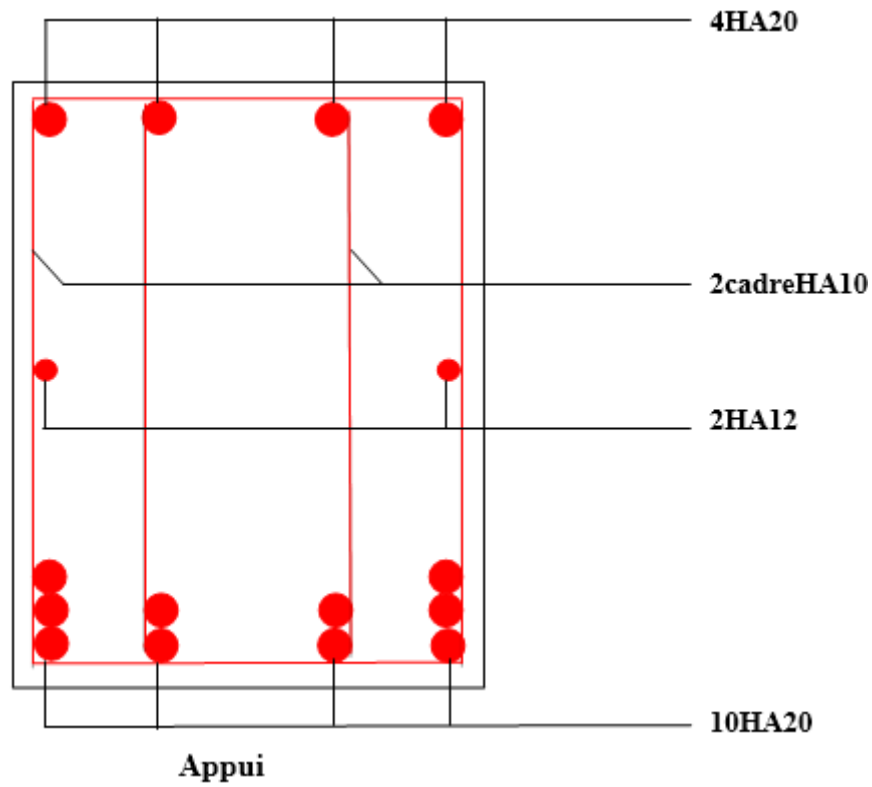
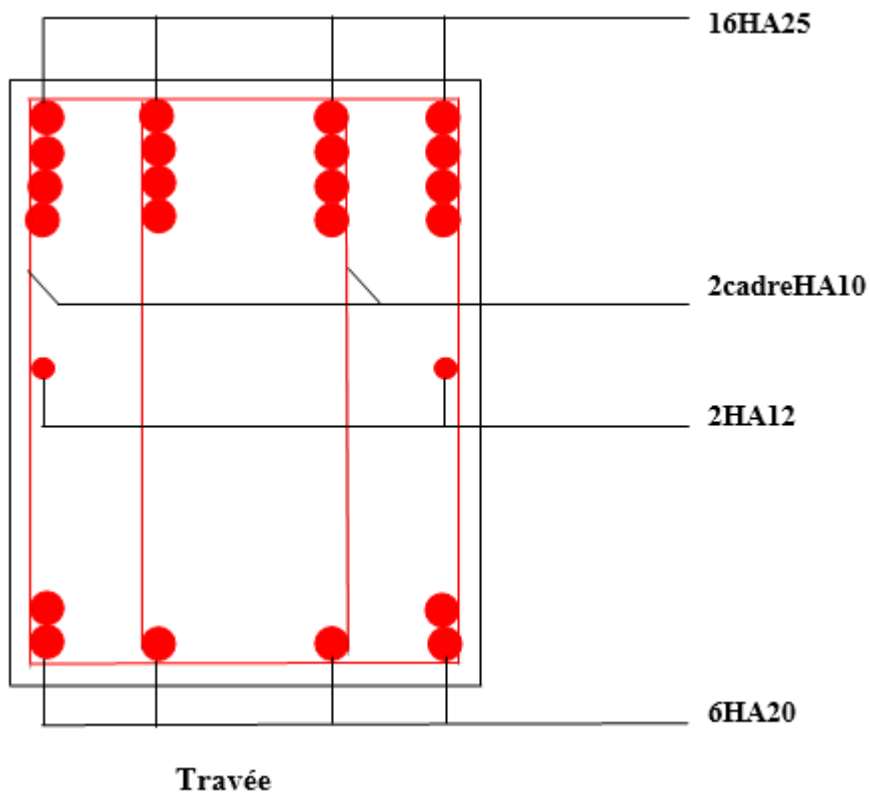


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x).

Sens y-y :



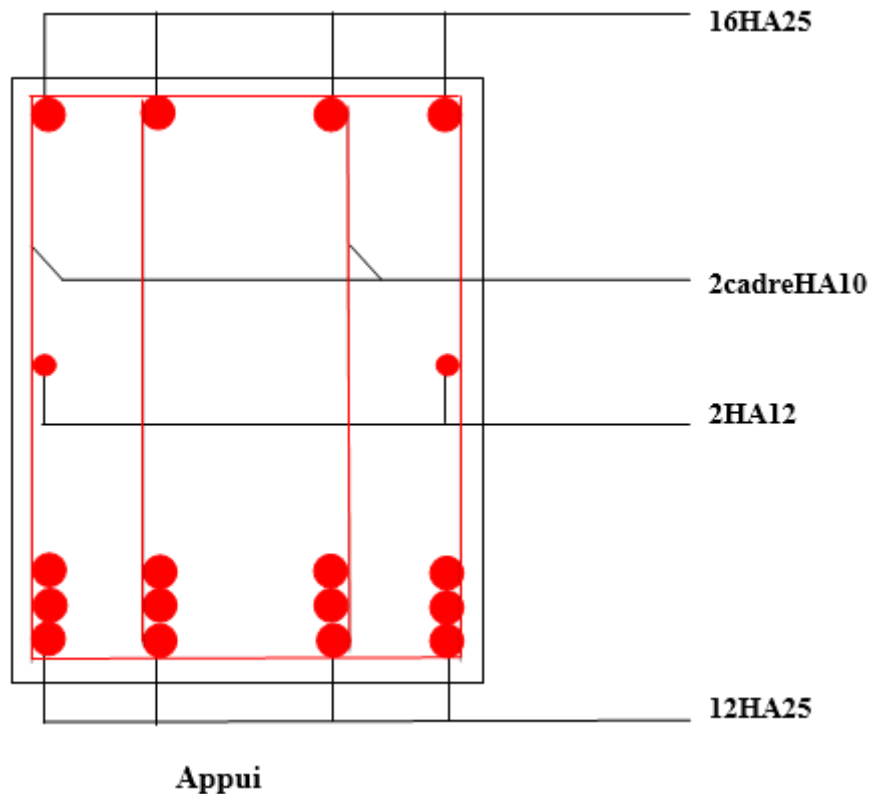


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)

VI.3. Etude du voile périphérique :

Introduction :

Selon le RPA 99/Version2003, les ossatures au dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h= 2.22\text{m}$
- La longueur $L=5.55\text{m}$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

• Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique : $\gamma = 21.5 \text{ KN/m}^3$

- L'angle de frottement : $\varphi = 27.5^\circ$
- La cohésion : $c = 10\text{KN/m}^2$

• **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis a : $G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

• **La poussée des terres :**

$$G = 21.5 \times 2.22 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) - 2 \times 10 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 5.439\text{KN} / \text{m}^2$$

• **Surcharge accidentelles :** $q = 10\text{KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 3.682\text{KN} / \text{m}^2$$

• **Ferraillage du voile :**

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.439 + 1.5 \times 3.682 = 12.86\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 3.68 = 5.520\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 11.02\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 11.02\text{KN} / \text{m}^2$$

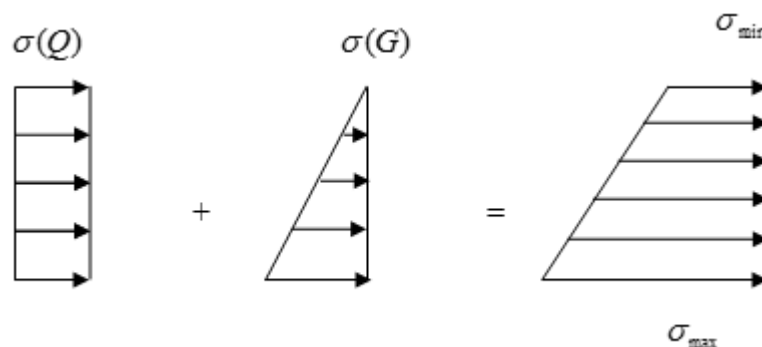


Figure VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$b = 100\text{cm}$, $L_x = 2.22\text{m}$, $L_y = 5.55\text{m}$, $e = 20\text{cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.22}{5.55} = 0.4 \quad \text{La dalle porte les deux sens } (L_x \text{ et } L_y)$$

$$\rho = 0.4 \Rightarrow ELU : \quad \mu_x = 0.1101, \quad \mu_y = 0.2500 \dots \dots \dots \text{Annexe 1}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{0x} &= 0.1101 \times 2.22^2 \times 11.02 = 5.979 \text{KN.m} \\ M_{0y} &= 0.2500 \times 5.979 = 1.49 \text{KN.m} \\ M_{tx} &= 0.85 \times M_{0x} = 5.082 \text{KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 \times M_{0y} = 1.266 \text{KN.m} \\ M_a &= 0.3 \times M_{0x} = 1.524 \text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée x-x	5.082	0.011	0.013	0.179	0.81	2	4HA8 = 2.01
Travée y-y	1.266	0.0027	0.003	0.179	0.20	2	4HA8 = 2.01
Appuis	1.524	0.0033	0.004	0.179	0.24	2	4HA8 = 2.01

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

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

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11.02 \times 2.22}{2} = 12.23 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{12.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.067 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 5.439 + 3.68 = 9.29 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.68 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 7.89 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 7.89 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{matrix} \mu_x = 0.0121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{matrix} M_{0x} = 0.0121 \times 2.22^2 \times 7.89 = 0.470 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.2854 \times 0.470 = 0.134 \text{KN.m} \end{matrix} \right.$$

$$\left\{ \begin{matrix} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.399 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.113 \text{KN.m} \\ M_a = 0.3 \times M_{0x} = 0.141 \text{KN.m} \end{matrix} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observations
Travée x-x	0.399	2.721	5217.359685	0.20	14.08	Vérifiée
Travée y-y	0.113	2.721	5217.359685	0.05	3.98	Vérifiée
Appuis	0.141	2.721	5217.359685	0.07	4.97	Vérifiée

Donc les sections de ferrailage adopté sont :

En travée : Sens x-x= 4HA8

Sens y-y= 4HA8

En appui : 4HA8

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

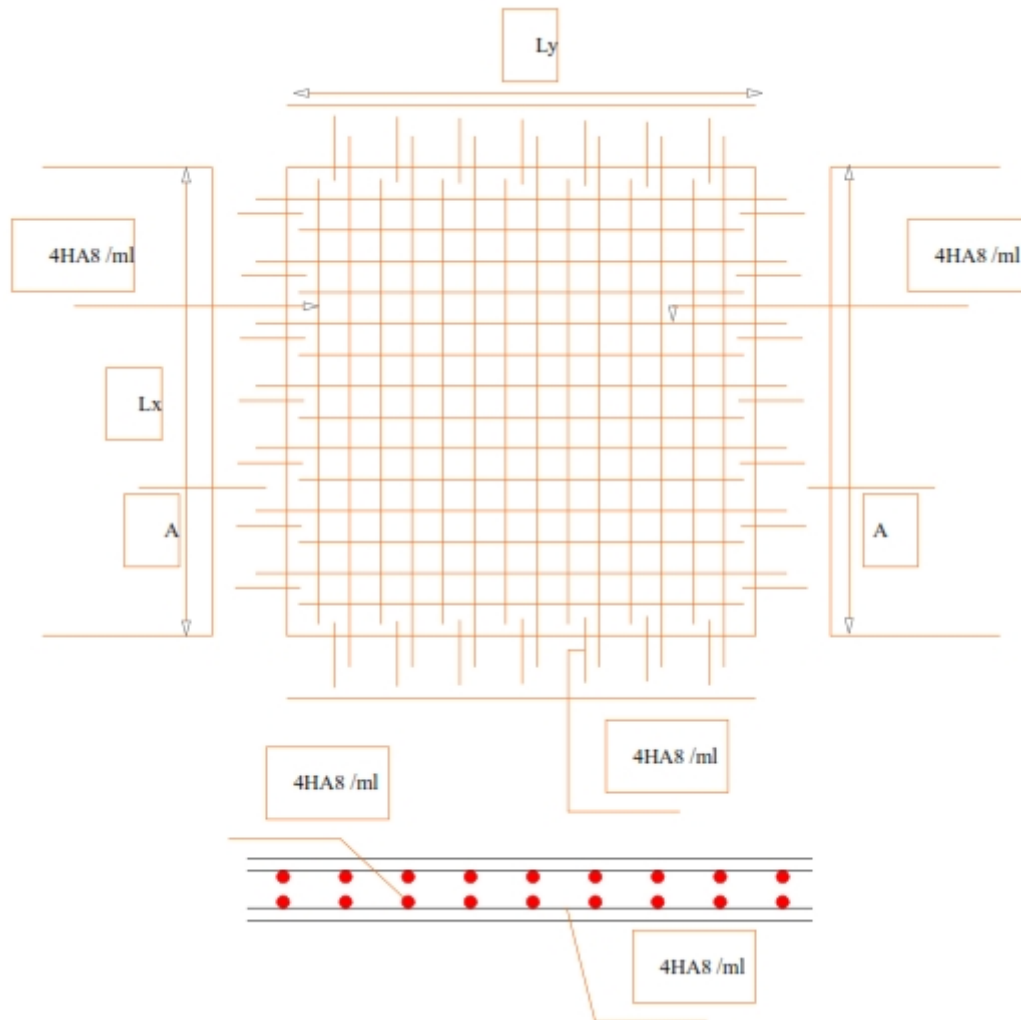


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, ce projet constitue pour nous une première expérience et cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, socotec, ...etc.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Les poteaux sont ferrailés avec les sollicitations données par le SAP 2000 V14.2.2
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux..
- La structure ne peut pas être conçue ou réalisé sans une connaissance géotechnique du sol dont le but de choisir le type de fondation appropriée à notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

Références bibliographiques

- Document technique réglementaire (**DTR BC 2.2**).
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003**).
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL91**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

Annexes

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

$$\rho = 0.9$$

		u/L_x v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

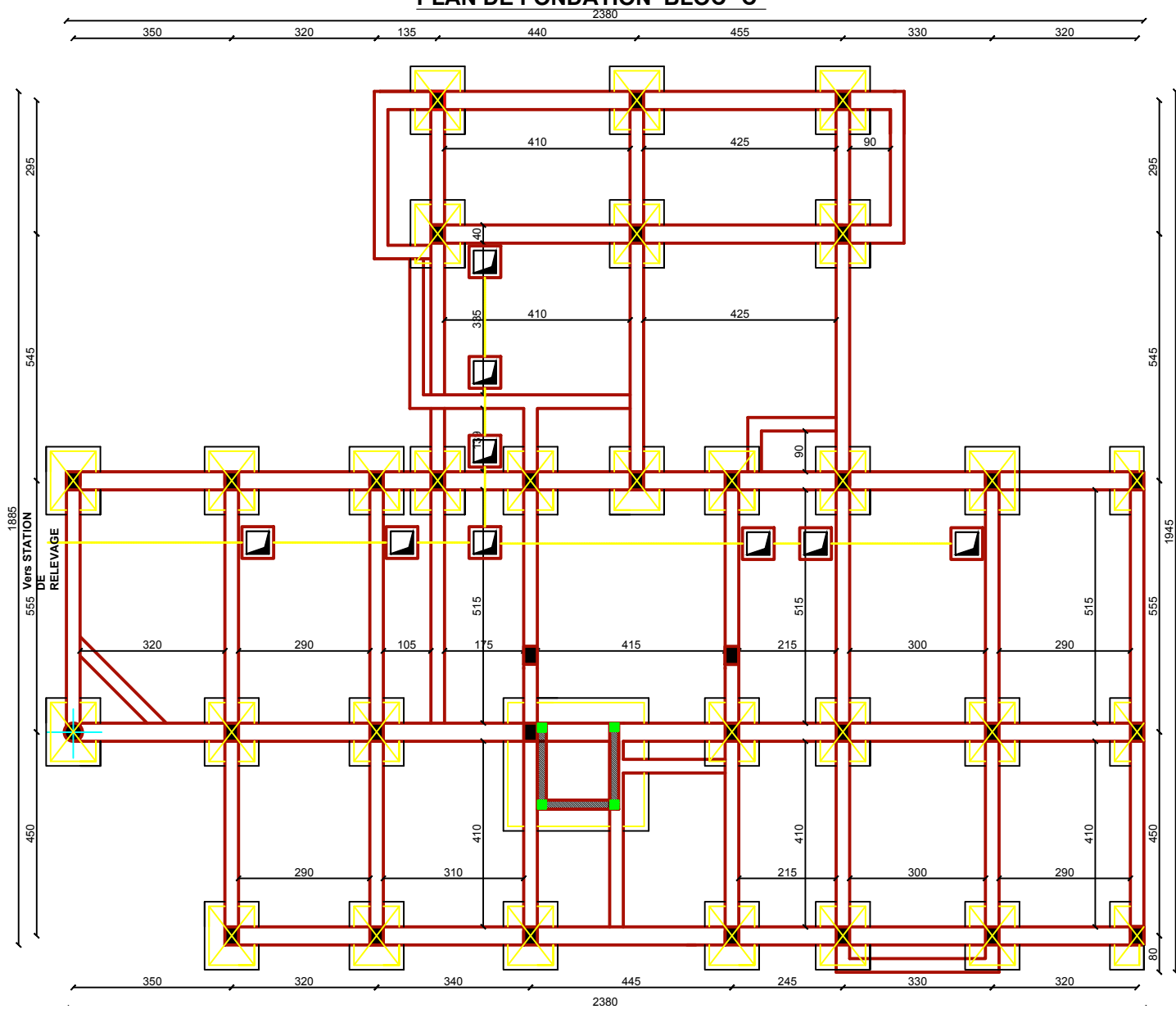
Tableau des Armatures
(en cm²)

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	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

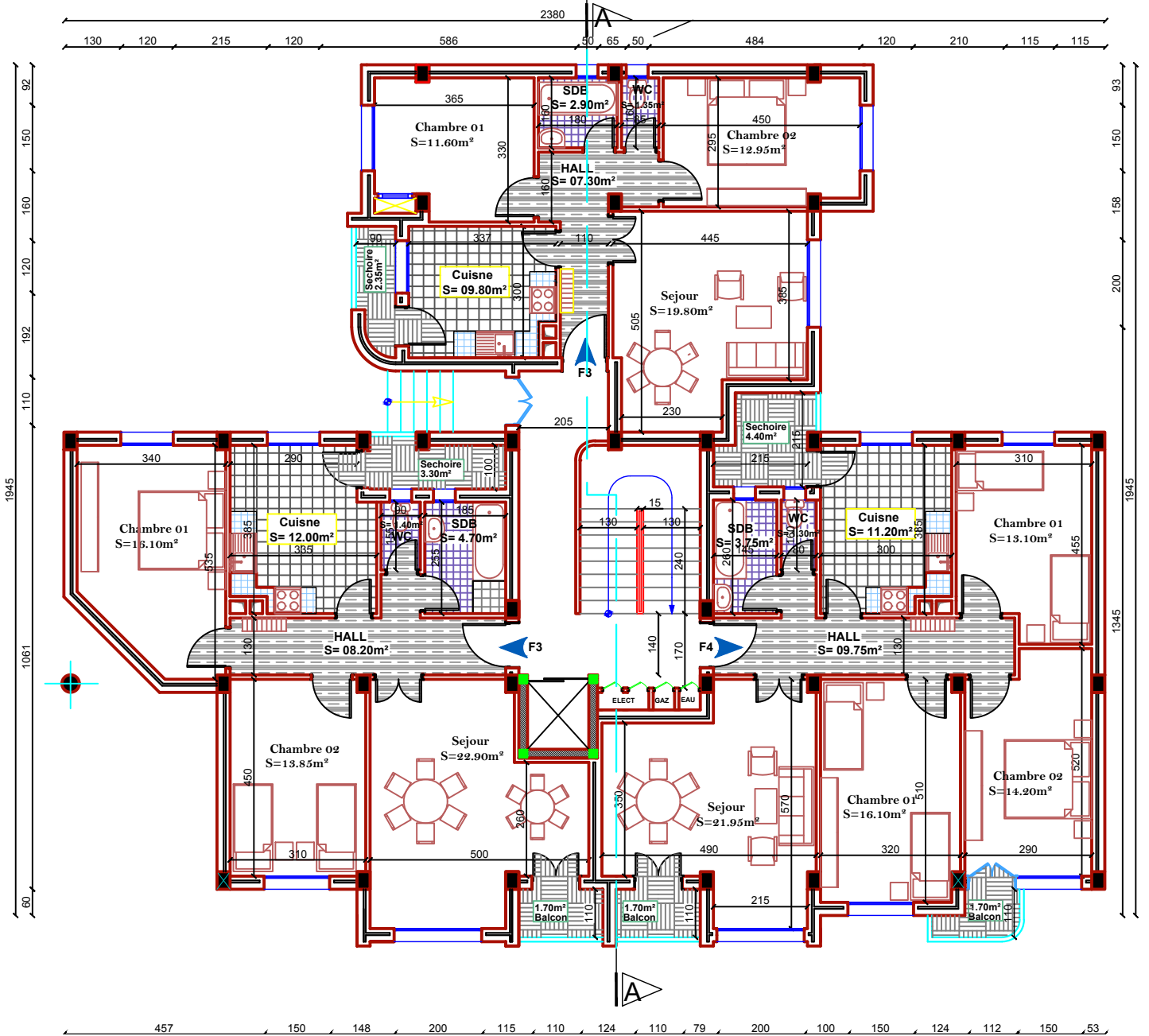
Rapport de sol

Les Plans

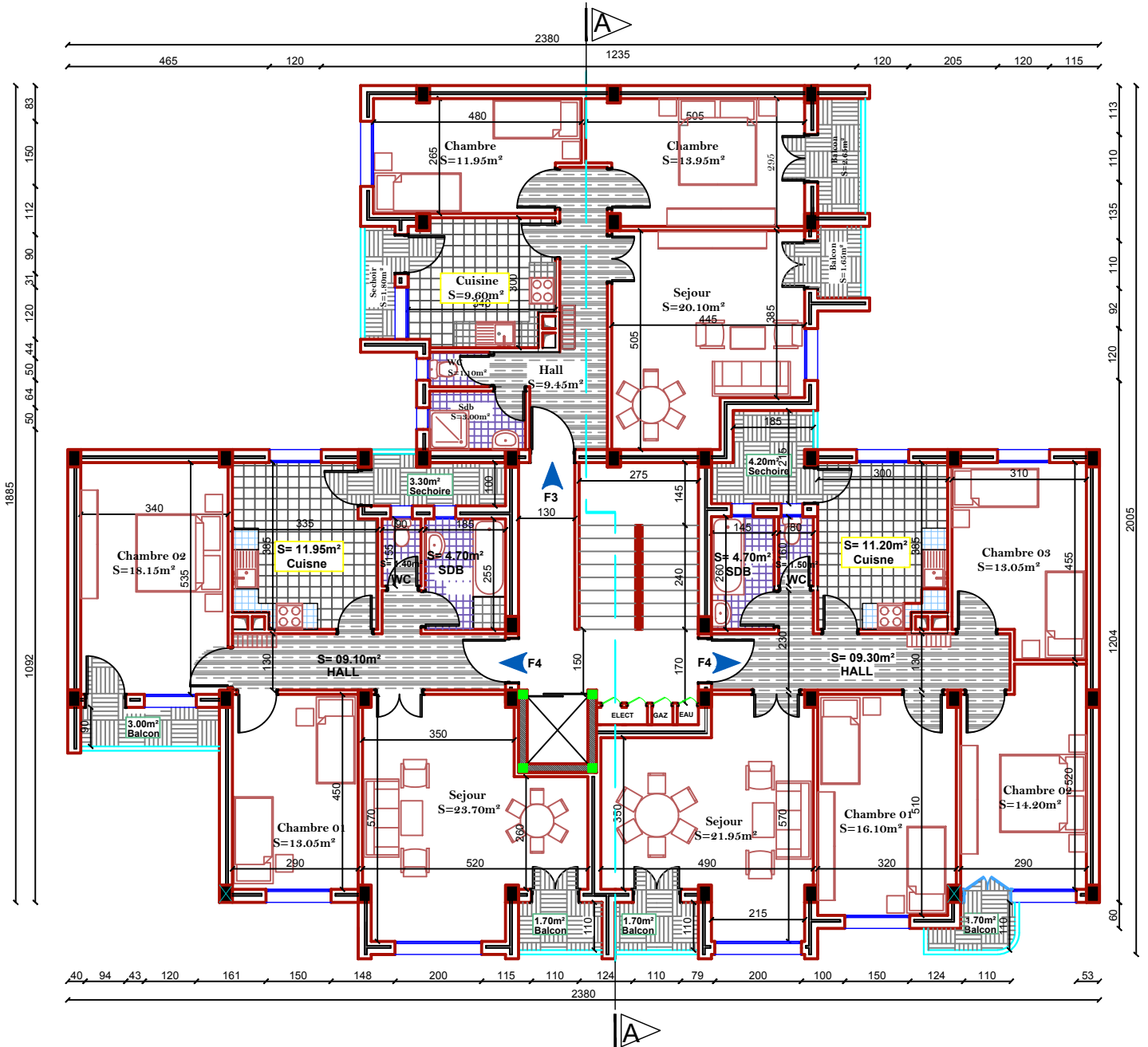
PLAN DE FONDATION BLOC *C*



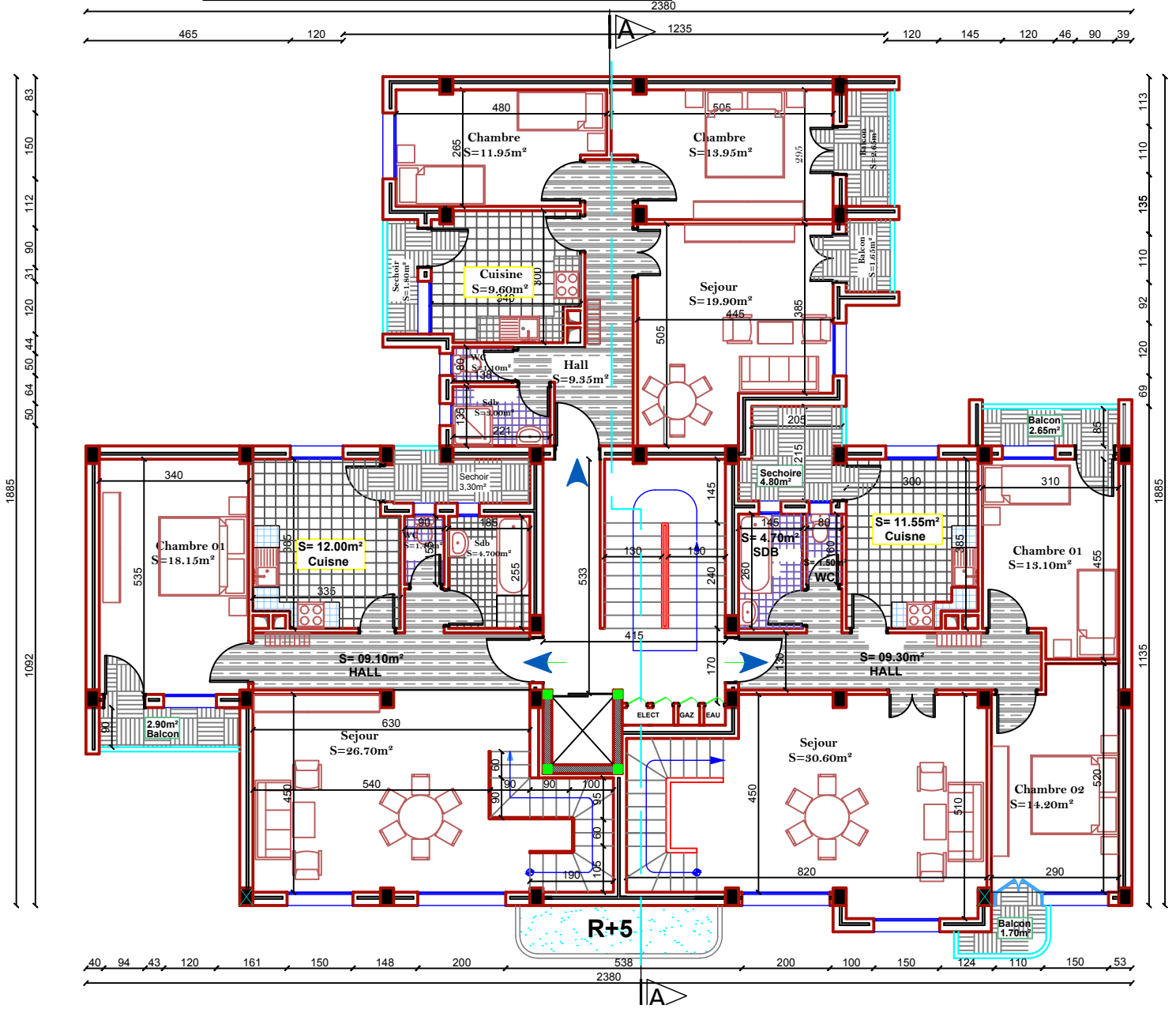
PLAN DU RDC BLOC *C*



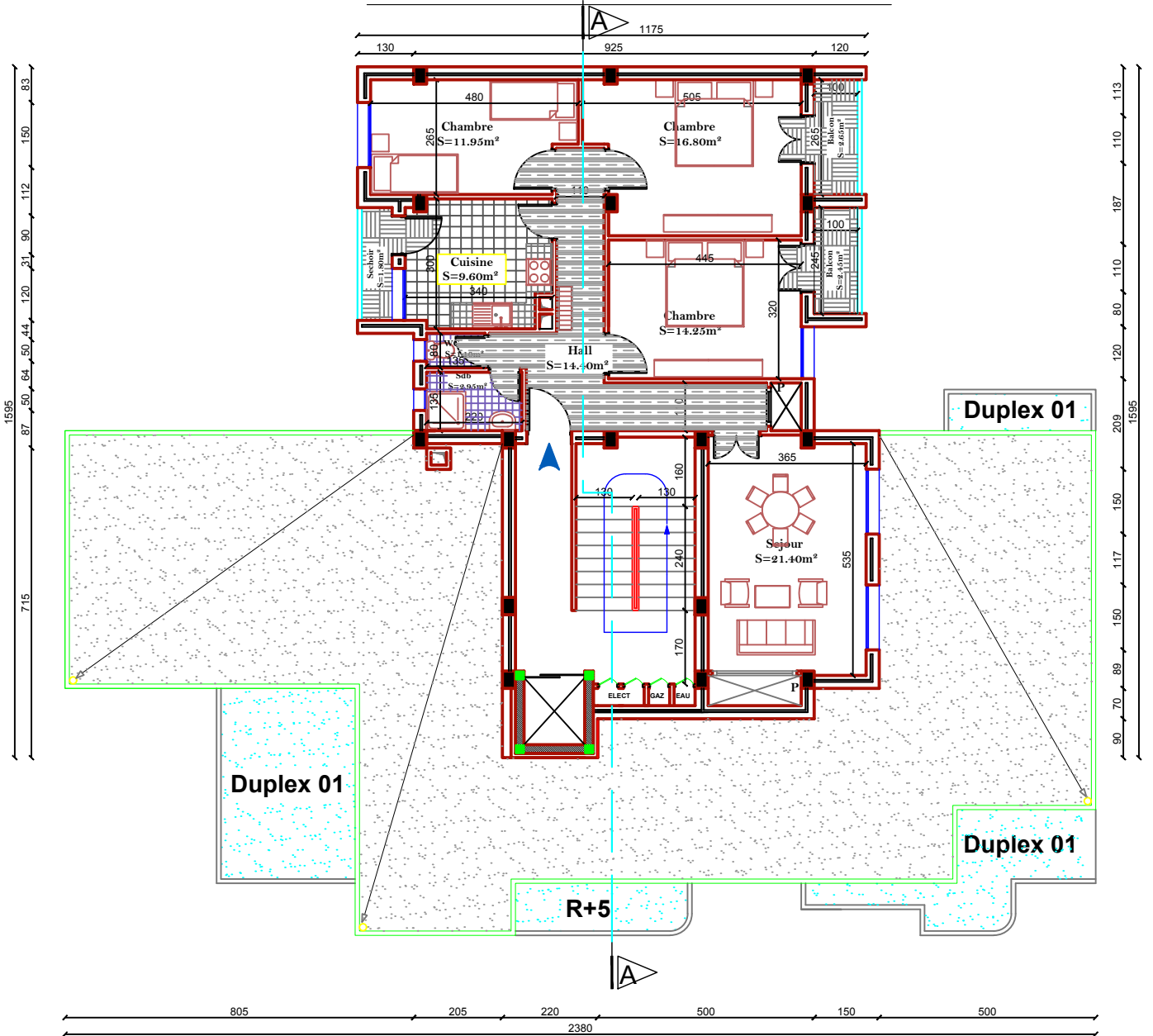
PLAN DE L'ETAGE COURANT 1,2,3,4 et 5BLOC *C*



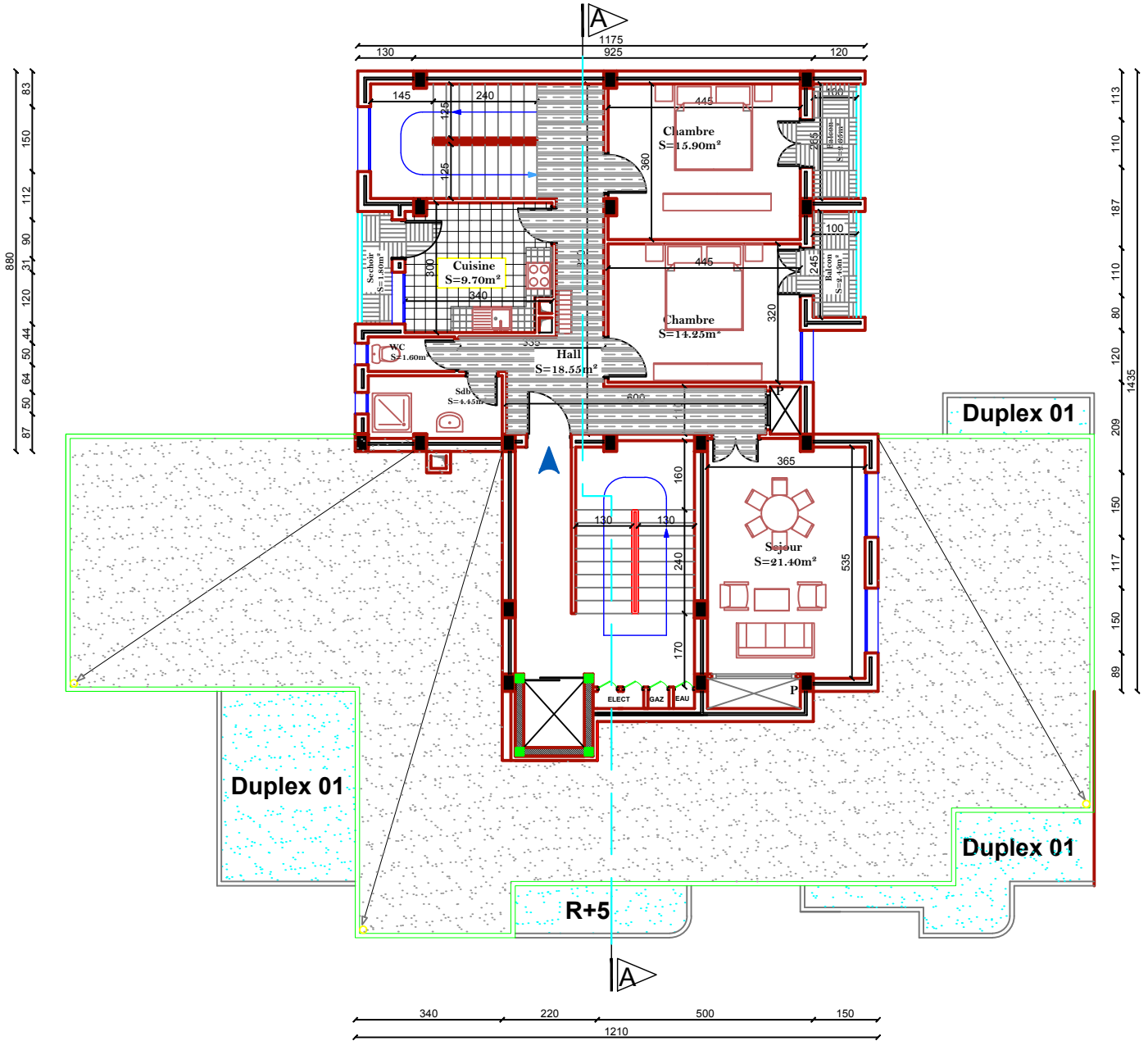
PLAN DE DUPLEX 01 BLOC *C*



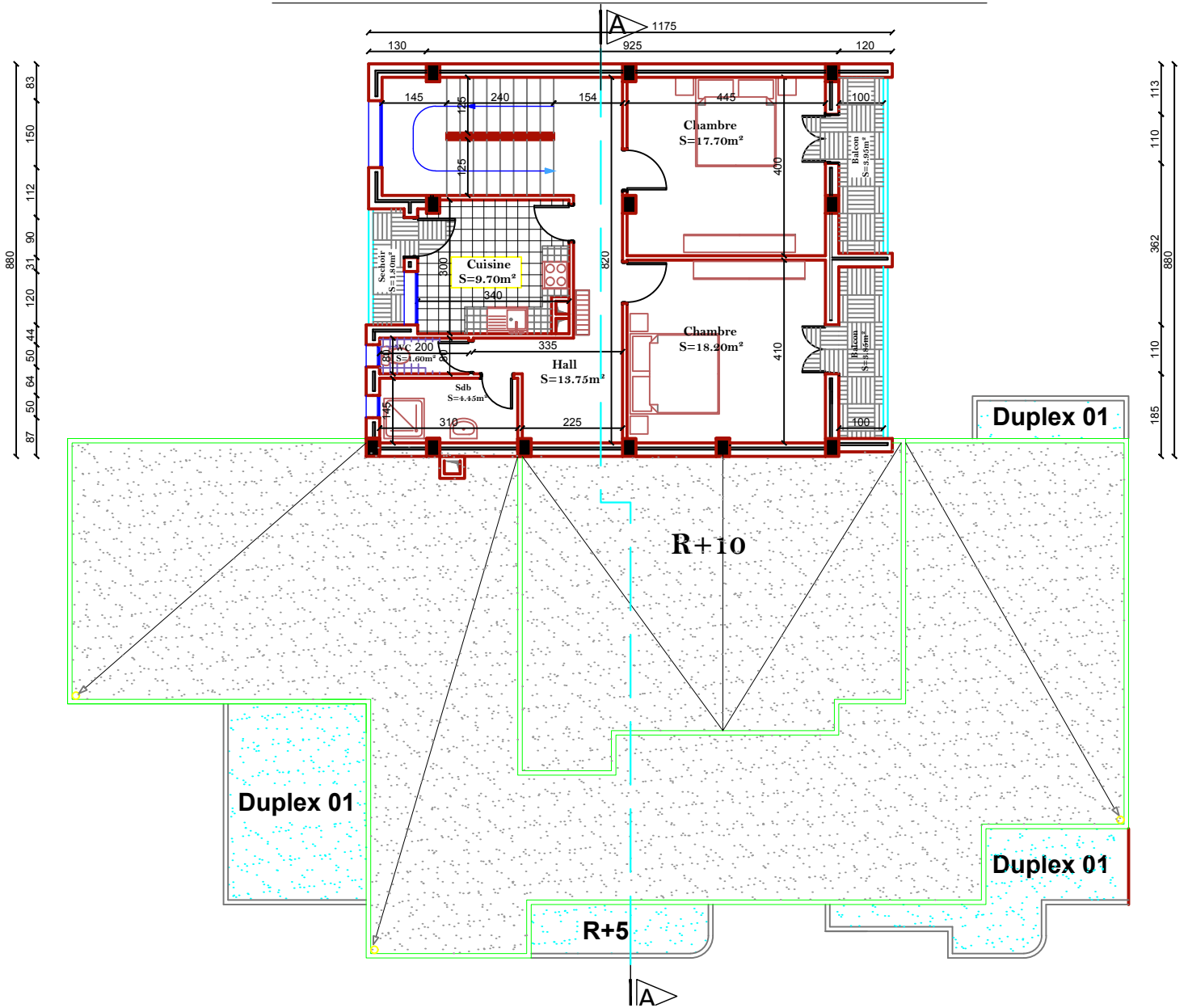
PLAN DU 7-8 eme ETAGE BLOC *C*

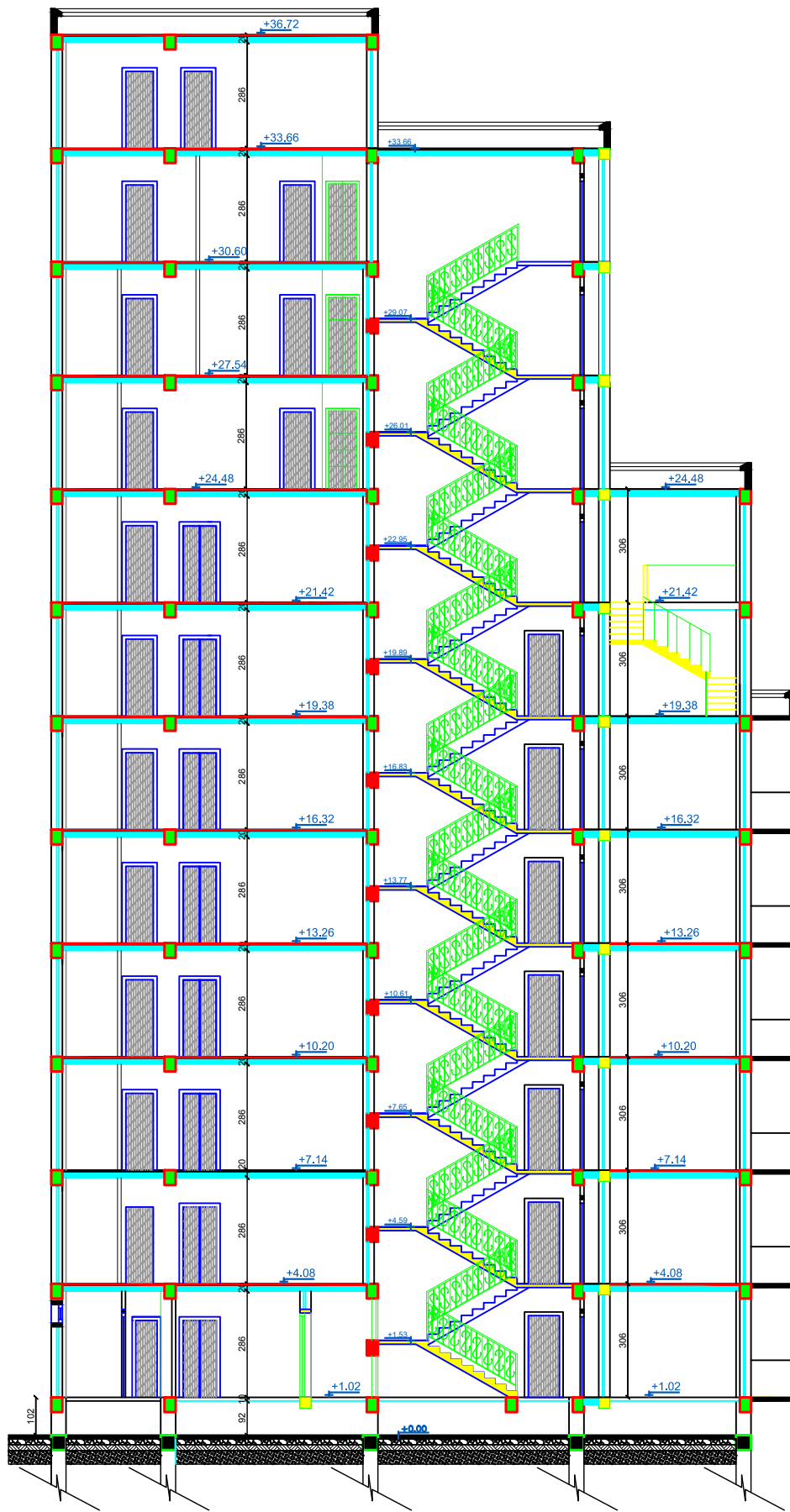


PLAN ETAGE 9 1er NV DUPLEX 01 BLOC *C*

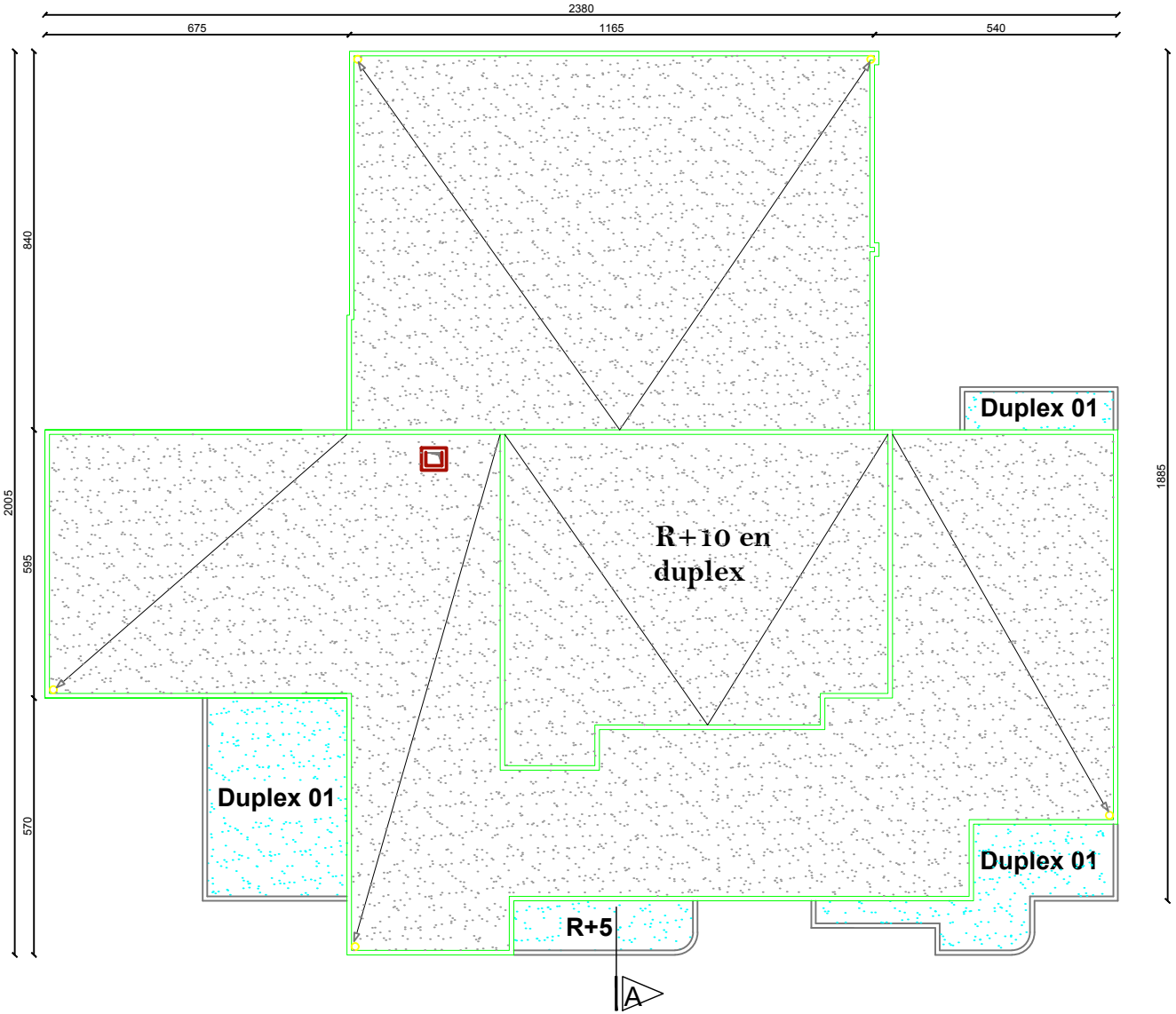


PLAN ETAGE 9 2eme NV DUPLEX 01 BLOC *C*

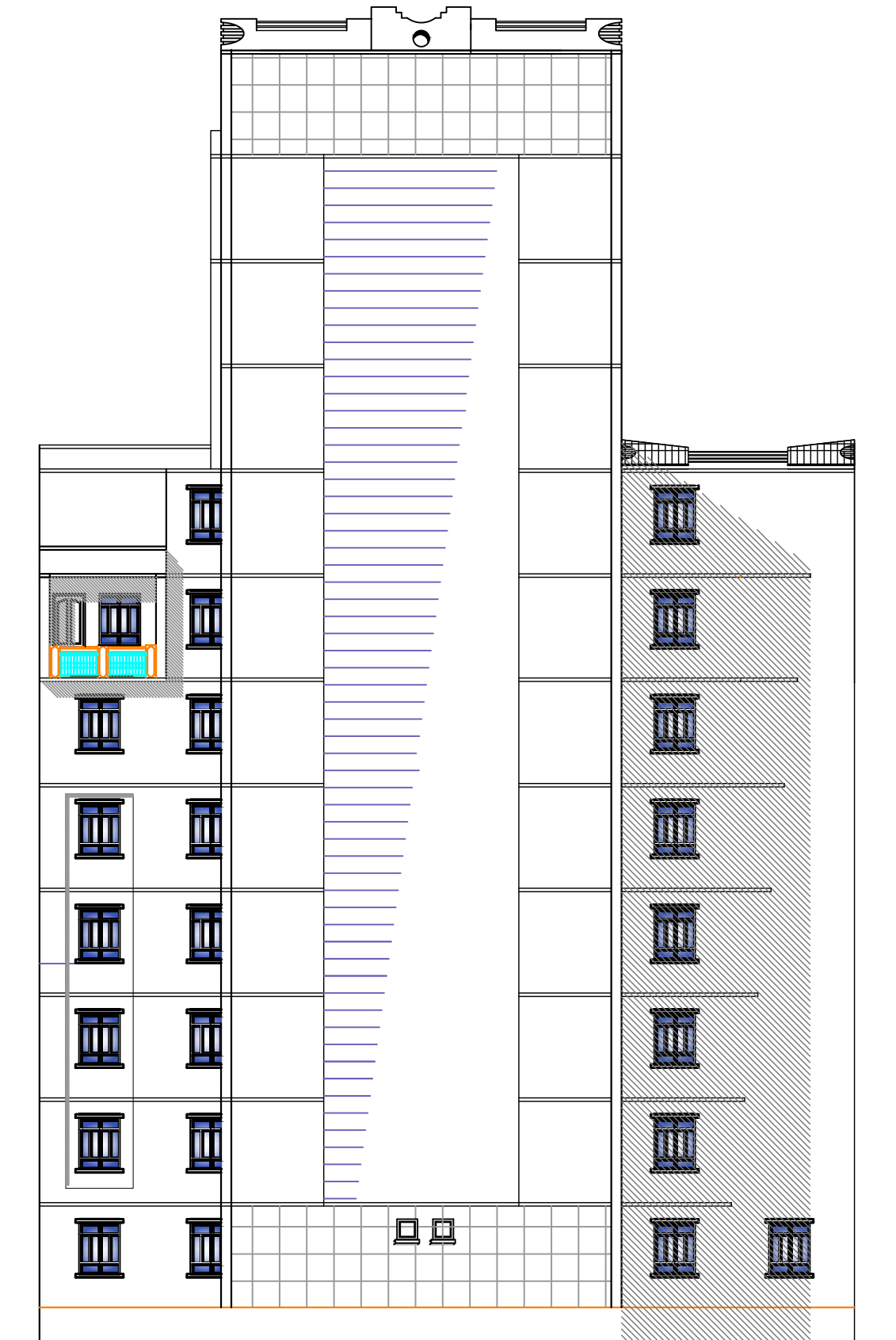




PLAN DE TERRASEE BLOC *C*



FACADE POSTERIEURE BLOC -C-



FACADE PRINCIPALE BLOC -C-

